

DIMENSIONAMENTO DE MICROESTACAS DE ACORDO COM OS EUROCÓDIGOS 7 E 3

ANA CLÁUDIA CALDAS LEITE TEIXEIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor Pedro Miguel Barbosa Alves Costa

Coorientador: Professor Doutor José Miguel de Freitas Castro

JULHO 2014

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus avós.

*O único lugar onde sucesso vem antes do trabalho é no
dicionário.*
Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

Antes de mais, quero agradecer aos meus pais pois sem eles não estaria aqui a realizar este meu grande objetivo. Ao meu cunhado, que é engenheiro civil e foi o grande responsável pela minha paixão por este curso e pelos conselhos e dicas que me deu ao longo deste percurso. À minha irmã e as minhas sobrinhas que juntamente com os meus pais e o meu cunhado me deram muita força, fizeram tudo por mim e nunca duvidaram das minhas capacidades. Aos meus amigos de sempre e aos da faculdade que nos momentos mais stressantes e nas épocas mais difíceis me aturaram, nunca me deixaram ir abaixo e souberam sempre o que dizer. Ao meu namorado por ter sido o grande pilar nestes anos. Por nunca ter duvidado que conseguia alcançar os meus objetivos, pela paciência, pelos risos que me conseguiu roubar, por ter sempre mostrado o lado bom das coisas e pela enorme ajuda que me deu na dissertação.

Por fim, quero agradecer ao meu orientador e coorientador pelo apoio, ajuda e compreensão que me deram durante estes meses.

RESUMO

Com este trabalho pretende-se dar a conhecer um pouco melhor o conceito de microestaca, as suas diversas funções, características e aspetos relevantes. O principal objetivo desta dissertação é criar uma ferramenta de cálculo que ajude e simplifique o trabalho dos projetistas no dimensionamento geotécnico e estrutural de microestacas. Esta ferramenta foi fabricada a partir construção de uma interface gráfica através da linguagem *Visual Basic Advanced Language*.

Neste trabalho mostra-se a visão de vários autores ao longo dos anos no que respeito ao dimensionamento de microestacas. Os cálculos presentes na construção da ferramenta têm por base o Eurocódigo 3 que tem por regra a construção metálica de Portugal e o Eurocódigo 7 que regula o projeto geotécnico. Tendo em conta que a secção metálica tubular é a mais utilizada em Portugal, os cálculos estruturais são referentes a esta.

PALAVRAS-CHAVE: microestacas, *Visual Basic Advanced Language*, ferramenta de cálculo, dimensionamento estrutural e geotécnico, interface gráfica

ABSTRACT

The main objective of this thesis is to create a calculation tool that helps and simplifies the work of the designers in the geotechnical and structural sizing of micropiles. This tool was constructed by building a graphical user interface in excel with the *Visual Basic Advanced language*.

In this work the vision of several authors throughout the years in respect to the sizing of micropiles is shown. The calculations used in the construction of the tool were based on Eurocódigo 3 which dictates the rules for metallic structures in Portugal and Eurocódigo 7 that regulates the geotechnical design. Having in account that the tubular metallic section is the most used in Portugal, the structural calculations are done in respect to this.

KEYWORDS: micropiles, *Visual Basic Advanced Language*, tool of calculation, structural and geotechnical sizing, graphical user interface

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2. MOTIVAÇÃO	1
1.3. OBJETIVOS	1
1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	2

2. DETALHES SOBRE AS MICROESTACAS	3
2.1. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO	3
2.2. TIPOLOGIA DE MICROESTACAS	7
2.3. TÉCNICAS DE PERFURAÇÃO	10
2.4. ARMADURA	13
2.5. CALDA DE CIMENTO	17
2.6. LIGAÇÃO DA MICROESTACA À FUNDAÇÃO	18
2.6.1. LIGAÇÃO A ZONAS DE ALARGAMENTO	20
2.6.2. LIGAÇÕES A ESTRUTURAS EXISTENTES	24

3. DIMENSIONAMENTO MICROESTACAS	27
3.1. DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO	27
3.1.1. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO LIZZI (1985)	27
3.1.2. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO BUSTAMANTE E DOIX (1985)	28
3.1.3. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO O MÉTODO DE PENETROMÉTRICO - EXPERIMENTAL	31
3.1.4. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 7	35
3.2. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	36
3.2.1. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A FHWA	36
3.2.2. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO O EN 1997 - 1:2004	37
3.2.3. CARGA CRÍTICA DE EULER	38
3.2.4. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 3.	40

3.2.5. MEIO DISCRETO DE WINKLER	43
3.2.6. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO BJERRUM	45
3.2.7. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO POULOS E DAVIS	48
3.3. CASOS ESPECIAIS	53
3.3.1. MICROESTACAS EM TERRENOS CÁRSICOS	53
3.3.2. MICROESTACA EM TERRENOS DENSOS E COESOS.	54
 4. CONSTRUÇÃO DA FERRAMENTA DE CÁLCULO	 57
4.1. PÁGINA DE CÁLCULO	57
4.2. ESTUDO PARAMÉTRICO	64
4.2.1. VALIDAÇÃO DA FERRAMENTA	64
4.2.2. ESTUDO PARAMÉTRICO 1	66
4.2.3. ESTUDO PARAMÉTRICO 2	68
4.2.4. ESTUDO PARAMÉTRICO 3	70
4.2.5. ESTUDO PARAMÉTRICO 4	71
4.2.6. ESTUDO PARAMÉTRICO 5	73
4.2.7 - ESTUDO PARAMÉTRICO 6	74
 5. CONCLUSÕES E FUTUROS DESENVOLVIMENTOS	 77
 BIBLIOGRAFIA	 79
ANEXOS	81

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 - exemplo de recalçamento das fundações em: a) edifícios b) alvenaria[1].....	3
Fig. 2 - solução de reforço com microestacas[4]	4
Fig. 3 - exemplos de funções: a) estabilização de taludes; b) muros de suporte[1].....	5
Fig. 4 - estabilização de tuneis[4].....	5
Fig. 5 - exemplo de fundação de cabos de alta tensão[5]	5
Fig. 6 - parte do fuste de uma microestaca[4].....	6
Fig. 7 - método de execução[1].....	6
Fig. 8 - a) caso1; b) caso 2 [7].....	7
Fig. 9 - tipos de microestacas[1]	8
Fig. 10 - diferentes obturadores: a) injeção igu; b) injeção irs[8]	9
Fig. 11 - processo de execução da irs: a)- perfuração de pequeno diâmetro; b)- instalação do tubo tm no interior do furo; c)- injeção de preenchimentos do espaço anelar; d) - injeção irs[8]	9
Fig. 12 - máquinas de perfuração[8]	11
Fig.13 - equipamento de furação de roto-percussão[10]	11
Fig. 14 - trado de perfuração[8].....	11
Fig. 15 - processo construtivo em solos coerentes[11].....	12
Fig. 16 - processo construtivo em solos incoerentes[12].....	13
Fig. 17 - secção de uma microestaca com armadura tubular de classe n80[13]	14
Fig. 18 - a) varões de aço laminados a quente; b) varões de aço laminados a frio[8].	15
Fig. 19 - a) perfis laminados a quente; b) perfis laminados a frio[14]	15
Fig. 20 - armadura gewi[14]	16
Fig. 21 - secção de uma microestaca com armadura heb[13].....	16
Fig. 22 - secção de uma microestaca com cintagem de varões[13].....	17
Fig. 23 - ligações das microestacas à fundações: a) ligação selada; b) ligação com alargamento; c) ligação com braçadeiras; d) ligações com vigas de reação[15]	19
Fig. 24 - ligações de microestacas a estruturas novas em zonas de alargamento: a) ligação com amarração direta; b) ligação com placa de ancoragem[15]	20
Fig. 25 - ligações de varões individuais à fundação: a) microestaca comprimida; b) microestaca tracionada; c) microestaca comprimida e tracionada; d) microestaca comprimida/tracionada para fundações cuja altura é reduzida[15]	21
Fig. 26 - ligação de dois varões à fundação: a) ligação com chapa de ancoragem e porcas; b) ligação com chapa de ligação soldada[15]	22
Fig. 27 - ligação de microestacas com armaduras tubulares: a) ligação com amarração direta; b) ligação com dispositivos especiais[15]	22

Fig. 28 - verificações de segurança nas ligações: a) verificação ao punçoamento para forças de compressão; b) verificação ao punçoamento para forças de tração; c) verificação ao esmagamento do betão devido a forças horizontais; d) verificação ao punçoamento devido a força horizontal junto ao limites da fundação[15]	23
Fig. 29 - ligações seladas de microestacas a fundações existentes de betão armado[15].....	24
Fig.30 - processo de execução de ligações seladas de microestacas a estruturas existentes: a) execução e tratamento de furo; b) execução da microestaca; c) limpeza e selagem do furo[15].....	25
Fig. 31 - tipos de furação: a) carotagem com coroa de diamantes; b) percussão[15].....	25
Fig. 32 - ligações com braçadeiras: a) braçadeira plana b) braçadeira em I[15]	26
Fig. 33 - ábaco para cálculo de q_s (areias) [16].....	29
Fig. 34 - ábaco para cálculo de q_s (argilas) [16].....	30
Fig. 35 - correlação entre q_c en55[19]	34
Fig. 36 - a) elemento curto; b) elemento esbelto[21]	36
Fig. 37 - equilíbrio estável, neutro e instável respetivamente[21].....	38
Fig. 38 - comprimento efetivo de encurvadura dos elementos com diferentes ligações ao exterior[28]	39
Fig.39 - carga crítica de euler e esbelteza[22]	40
Fig. 40 - variação da tensão crítica com a esbelteza para uma coluna ideal e real[22]	40
Fig. 41 - curvas de encurvadura de acordo com o ec3[23].....	41
Fig. 42 - estaca num solo representado por molas [1].....	44
Fig. 43 - coluna sobre uma fundação elástica, comportamento da fundação no modelo de winkler e representação da fundação em meio de winkler, respetivamente[22].....	45
Fig.44 - gráfico que representa a encurvadura de microestacas sujeitas a cargas concentradas[8]... ..	47
Fig. 45 - a) encurvadura vs comprimento da estaca para k_h constantes; b) condições de fronteira ...	48
Fig. 46 - microestaca com diferentes condições de fronteira e l_e/l' vs l/l'	49
Fig. 47 - a) encurvadura vs comprimento para $k_h=n h z/d$; b) condições de fronteira	50
Fig. 48 - variação com a profundidade do coeficiente de reação do solo[25].	51
Fig. 49 - microestaca parcialmente enterrada.....	51
Fig. 50 - profundidade fixa adimensional para k_h constante	52
Fig. 51 - profundidade fixa adimensional para k_h variáveis.....	52
Fig. 52 - método das curvas p-y[25].....	53
Fig. 53 - microestaca em terreno cársicos: (a) configuração atual, (b) modelo utilizado para estimar a capacidade estrutural[24]	54
Fig. 54 - deformação devido à abertura anelar: (a) configuração real, (b) modelo simplificado[24]. ...	55
Fig.55 - comportamento de secções à flexão[14]	58

Fig.56 - entrada da ferramenta de cálculo.	63
Fig.57 - layout da ferramenta de cálculo	64
Fig.58- dados do exemplo de validação	65
Fig.59 - resultados do exemplo de validação.....	66
Fig.60- primeiro estudo paramétrico	67
Fig.61- resultados do primeiro estudo paramétrico.....	68
Fig. 62 - segundo estudo paramétrico	69
Fig.63 - resultados do segundo estudo paramétrico	69
Fig. 64 - terceiro estudo paramétrico	70
Fig.65 - resultados do terceiro estudo paramétrico.....	71
Fig. 66 - quarto estudo paramétrico	72
Fig. 67 - resultados do quarto estudo paramétrico	72
Fig. 68 - quinto estudo paramétrico.....	73
Fig. 69 - resultados do quarto estudo paramétrico	74
Fig. 70 - sexto estudo paramétrico.....	75
Fig. 71 - resultados do sexto estudo paramétrico	76

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 - diferenças entre microestacas do caso 1 e 2	7
Quadro 2 - relações entre sub-aplicações, conceito de projeto, tipo de injeção e estimativa de aplicação[9]	10
Quadro 3 - secções correntes do tubo n80 com $f_{yd}=560$ mpa[8].....	14
Quadro 4 - critérios para avaliar a corrosão do solo[27]	18
Quadro 5 - forças, verificação e dimensões a determinar ao utilizar dispositivos especiais	24
Quadro 6 - relação entre os coeficientes da fórmula de lizzi (1985).....	28
Quadro 7 - determinação do diâmetro médio[8]	31
Quadro 8 - coeficientes de segurança f_s	31
Quadro 9 - coeficiente de carga penetrométrica para diferentes tipos de solos[17]	33
Quadro 10 - coeficiente α e valor de q_f (máximos) para diferentes tipos de solos[18].....	34
Quadro 11 - escolha da curva de encurvadura consoante a secção da armadura segundo ec3[23] ..	43
Quadro 12 - relação máxima comprimento-espessura em secções tubulares[14].....	58
Quadro 13 - valores de cálculo de n_{rk} , m_i , r_k e $\delta m_i, E_d$ [14]	60
Quadro 14 - fatores de integração k_{ij} segundo o método 1[14].....	60
Quadro 15 - coeficientes de momento uniforme equivalente $c_{m1,0}$ [27].....	61
Quadro 16 - termos auxiliares para o cálculo dos fatores de interação k_{ij} do quadro anterior[14]	61
Quadro 17 - fatores de correção k_c [14]	62

1

Introdução

1.1. Considerações gerais

O tema desta dissertação surge da preocupação de criar uma ferramenta de cálculo em Excel com o objectivo de auxiliar os projetos de microestacas. A utilização de microestacas como reforço de fundações ou mesmo como solução de fundação tem vindo a crescer ao longo dos anos pelo que se torna fundamental a existência de uma ferramenta que forneça todos os dados essenciais para este projeto.

1.2. Motivação

O dimensionamento das microestacas acarreta várias considerações tanto estruturais como geotécnicas. É necessário reter uma grande quantidade de dados e informações das microestacas, nomeadamente sobre as cargas a que vão estar sujeitas, tipo de solo que atravessa, tipo de armadura utilizada e que função vai desempenhar, ou seja, se vai ser utilizada como fundação ou reforço desta ou com o objectivo de estabilização de taludes ou muros de suporte. A recolha destas informações e o posterior dimensionamento, podem ser tarefas morosas, pelo que a grande motivação do autor é poder facilitar e auxiliar os projetistas construindo uma ferramenta que calcule os parâmetros essenciais. Para além das cargas críticas axiais admissíveis também é feito o dimensionamento à flexão composta. É ainda fornecido o comprimento de encurvadura ou o comportamento equivalente enterrado caso a microestaca esteja parcialmente embebida, a classe da secção e a verificação da estabilidade à encurvadura devido à flexão composta. Outra grande motivação do autor, como forma de auxiliar os projetistas, é conseguir abranger todos os casos possíveis, quer estruturalmente, quer geotecnicamente, no dimensionamento de microestacas.

1.3. Objetivos

Este tipo de projeto, como foi referido anteriormente, contém várias particularidades, tanto ao nível da secção metálica das microestacas como do solo que atravessa. Exige portanto um dimensionamento estrutural e geotécnico e assim sendo, cada projetista necessita de reunir toda a informação pertinente para proceder aos diferentes cálculos e ainda agrupar os resultados para posterior dimensionamento.

Uma vez que as microestacas apresentam vários aspetos relevantes, um dos objetivos é dar a conhecer essas diversas particularidades. Contudo, o objetivo principal desta dissertação é, como já foi referido, facilitar o trabalho dos engenheiros civis, construindo uma interface gráfica que calcule os diferentes valores relevantes para o dimensionamento de microestacas e obter um *layout* com toda a informação necessária que poderá fazer parte da memória descritiva da obra.

1.4. Estrutura da dissertação

No segundo capítulo deste documento far-se-á uma descrição das microestacas passando primeiramente pelo seu enquadramento histórico. É um capítulo que tenta abranger todos os aspetos relevantes destas, assim como vantagens e desvantagens da sua utilização. Também é discutido a ligação das microestacas à superestrutura, uma vez que é um ponto fulcral no projeto de recalçamento de fundações.

No terceiro capítulo serão abordados os dimensionamentos geotécnico e estrutural. São mostradas várias soluções de diversos autores tentando mostrar várias visões.

O quarto capítulo é dedicado à construção da ferramenta de cálculo, a partir da construção de uma interface gráfica. É feito um exemplo tanto na ferramenta como analiticamente para a validar. Posteriormente são feitos estudos paramétricos.

Por fim, no quinto capítulo serão expostas as conclusões desta dissertação e possíveis desenvolvimentos futuros.

2

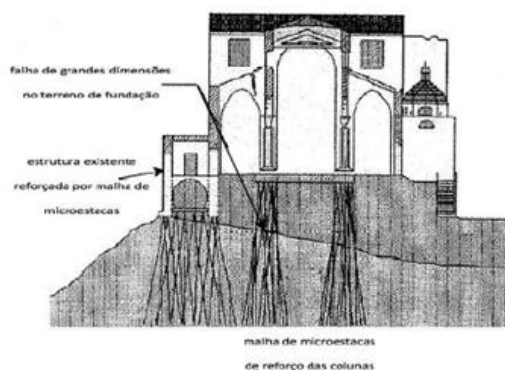
Detalhes sobre as microestacas

2.1. Enquadramento histórico

Devido à grande destruição causada pela segunda Guerra Mundial, os edifícios sofreram danos que levaram ao desenvolvimento de técnicas de reforço de fundações (recalçamento de fundações funcionando basicamente à compressão). Era pretendido que este reforço fosse feito sem causar inconvenientes a estruturas vizinhas, ou seja, não originasse grandes vibrações e ruídos e fosse aplicado a todos os tipos de solos. O uso de microestacas para esta função também pode ser devido a anomalias ligadas aos terrenos de fundação, tais como, alteração do nível freático ou à alteração do estado de tensão, ou seja, descompressão do solo provocado por escavações próximas.

Foi assim, num projeto de recalçamento de fundações, que o conceito de microestaca apareceu pela primeira vez pelo Dr. Lizzi na década 50 em Itália como é possível observar pela Figura 1. O objetivo era criar uma rede de microestacas que se assemelha-se às raízes das árvores. Foi daí que nasceu o nome de estaca-raiz, "Pali radice", que consiste numa estaca de pequenas dimensões, moldada no local da obra e reforçada com aço.

a)



b)

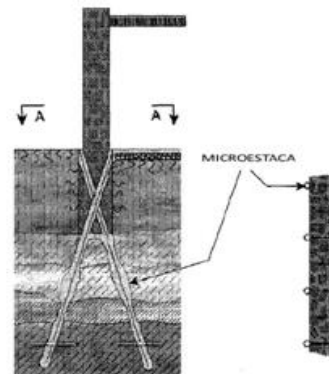


Fig. 1 - Exemplo de recalçamento das fundações em: a) edifícios b) alvenaria[1]

Entende-se então por microestaca como sendo um elemento de elevada esbelteza que faz parte da estrutura e, por sua vez, transmite ao solo as solicitações a que está sujeita fundamentalmente através do atrito lateral. É de notar que normalmente a resistência de ponta é desprezável devido as características e geometria das microestacas ou, quando existe, mobiliza-se depois de ter ocorrido a mobilização lateral. É devido à sua esbelteza que esta trabalha quase exclusivamente pelo fuste.

Segundo o projeto da norma europeia EN 14199 [2] que rege a utilização de microestacas, estas são consideradas como estacas de pequenos diâmetros, inferior a 300 mm quando não existe deslocamento de solo (moldadas), e 150 mm para estacas que provoquem deslocamento do solo (cravadas)[3]. Podem ser projetadas em qualquer direção possibilitando assim a absorção axial de qualquer solicitação proveniente da estrutura.

A função das microestacas não se fixa somente no recalçamento de fundações, como mostra a Figura 2. É utilizada em obras de túneis sendo designada como "guarda-chuva" como está apresentado na Figura 5, prevenir deslizamentos de terra (trabalhando à flexão e a tração) e em muros de suporte como está apresentado na Figura 3, melhoramento das condições do solo e maciços rochosos, fundações em difícil acesso e permanência (uma vez que requerem equipamentos de pequeno porte), reforço sísmico, fundação de torres de telecomunicação ou como está apresentado na Figura 4, de torres de linha de alta tensão, estruturas de apoios a teleféricos, reservatórios, entre outros[3]. Estas funções retratam algumas vantagens do uso desta técnica. Outras são o facto dos assentamentos verificados aquando à sua instalação serem bastante reduzidos; em estruturas sensíveis a assentamentos é possível a realização de uma pré-carga com um macaco e, por fim, o facto dos ensaios teste que se fazem serem económicos.

Contudo, também existem desvantagens como, por exemplo, o custo é superior comparado com a técnica das estacas convencionais; é necessário uma cuidado especial quando as microestacas são instaladas em estruturas existentes, para evitar vibrações que possam causar danos na estrutura; ter em atenção que em solos colapsáveis a perfuração das microestacas não deve utilizar água como auxílio, como forma de evitar assentamentos.

Em Portugal esta técnica começou a ser utilizada no final da década de 70 e início das década de 80, fundamentalmente utilizada como fundação profunda de infraestruturas e reforço de fundações de edifícios, sendo esta última cada vez mais utilizada devido às recorrentes obras de reabilitação que são feitas atualmente.

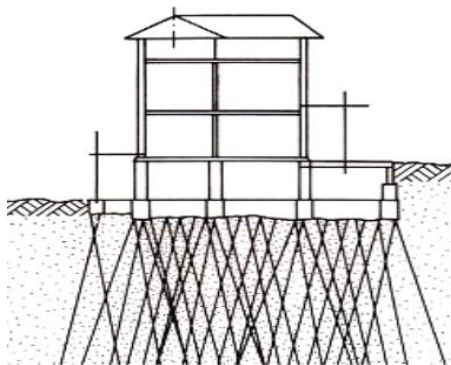


Fig. 2 - Solução de reforço com microestacas[4]

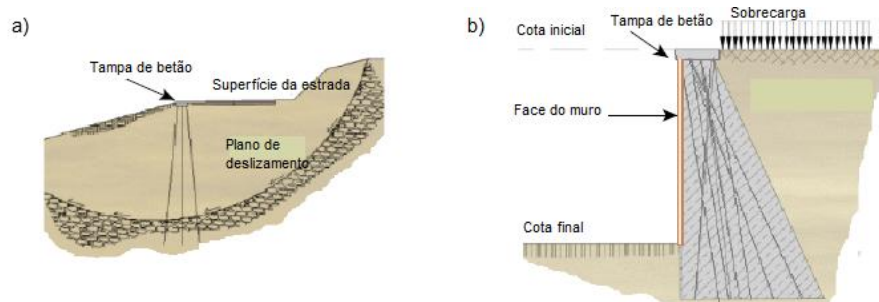


Fig. 3 - Exemplos de funções: a) estabilização de taludes; b) muros de suporte[1]

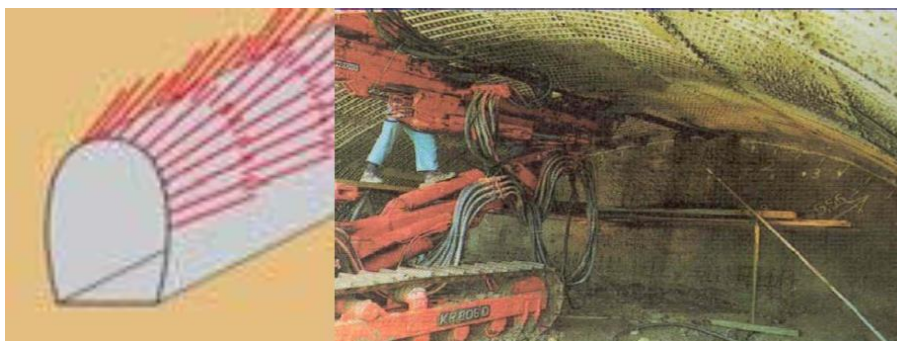


Fig. 4 - Estabilização de tuneis[4]

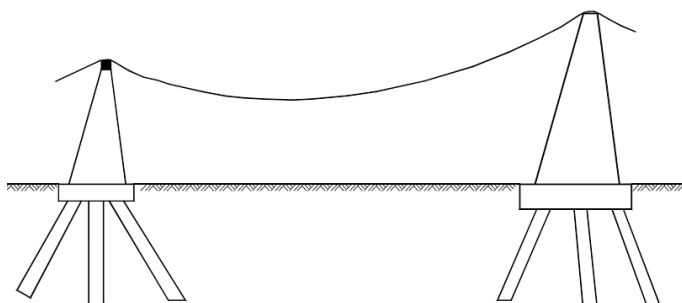


Fig. 5 - Exemplo de fundação de cabos de alta tensão[5]

Como se mostra na Figura 6, as microestacas podem ser consideradas como estacas de secção de aço e calda de cimento, com fuste irregular e continuo e com uma expansão na periferia que induz o efeito do atrito.



Fig. 6 - Parte do fuste de uma microestaca[4]

Também a FHWA (Federal Highway Administration)[1] nos Estados Unidos, classifica microestacas como sendo estacas de pequeno diâmetro, 300 mm, moldada e injetada "in situ" cuja a configuração está apresentada na Figura 7. Esta entidade uniformizou os aspetos de dimensionamento e de execução desta técnica pois a sua utilização foi aumentada ao longo dos anos.

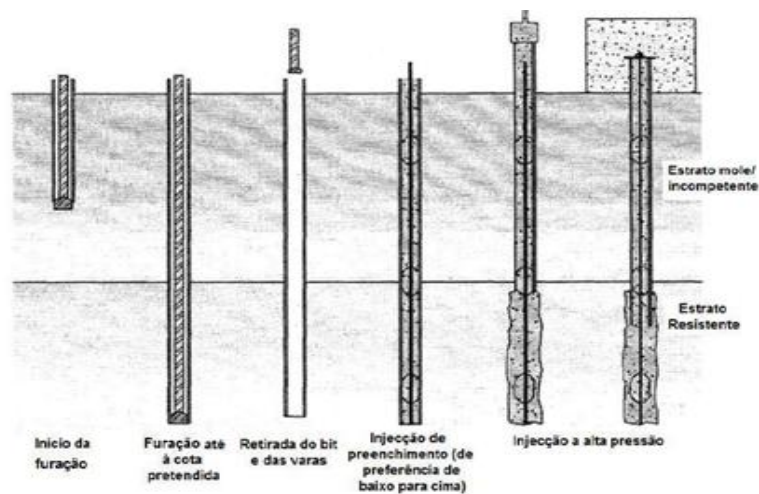


Fig. 7 - Método de execução[1]

O projeto FOREVER (Fondations Renforcées Verticalement)[6] desenvolvido em França investiu, igualmente, no estudo das microestacas nomeadamente em ensaios de laboratório, ensaios de carga estática e dinâmico.

A técnica "pali radice" foi utilizada por vários países, como Alemanha e Inglaterra, como reforço de fundações e construção de redes de transporte metropolitanas. Consequentemente, durante a construção do metro de Milão, a designação destas passou a ser microestacas evitando a utilização de uma designação patenteada.

2.2. Tipologia de microestacas

No que respeita à função, as microestacas podem pertencer ao caso 1 ou ao caso 2 como está apresentado na Figura 8. No primeiro, a função é inteiramente sobre o suporte estrutural e no segundo o objetivo é o reforço *in situ* do solo. Contudo, também se podem usar microestacas do caso 1 para esta última função. As "pali radice" são equivalentes às microestacas do caso 2 pois, como foi referido anteriormente, correspondem a uma rede de microestacas.

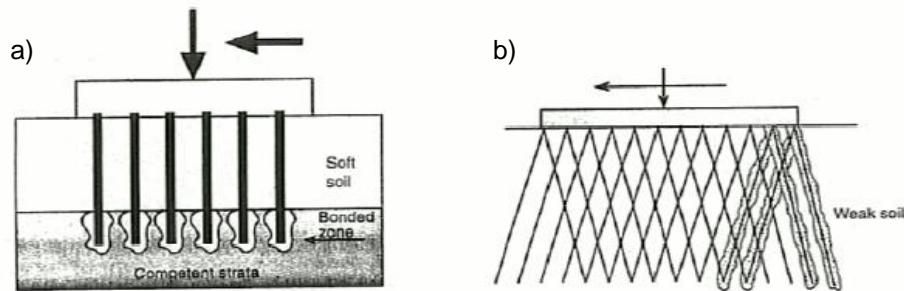


Fig. 8 - a) Caso1; b) Caso 2 [7]

O Quadro 1 apresenta algumas diferenças entre os dois casos.

Quadro 1 - Diferenças entre microestacas do caso 1 e 2	
Caso 1	Caso 2
▪ Contenção de terras	▪ Contenção de taludes de terras
▪ Fundação de estruturas	▪ Reforço do solo
▪ Recalce de estruturas	▪ Redução de assentamentos e liquefação
▪ Reforço a ação sísmica	

Como se pode observar pela consulta do quadro, existem certas funções que se situam tanto no caso 1 como no caso 2.

No que respeita à construção das microestacas, estas podem ser diferenciada em 4 tipos:

- Tipo A - A selagem é efetuada pela cabeça somente devido à gravidade. Esta pode ser por calda de cimento ou argamassa. Aqui pode ou não existir armadura de reforço e são normalmente fundadas em rocha ou em solos coesivos muito duros;
- Tipo B - A calda de cimento é injetada num furo sob pressão, efetuando-se simultaneamente a retirada do tubo moldador. A pressão a que a calda de cimento é injetada pode variar ente 3 a 10 bar consoante o tipo de solo, isto é, da capacidade que este tem em receber pressão sem fissurar. É provida de armadura de reforço quer seja através de varões, perfis metálicos ou tubulares;

- Tipo C - A construção divide-se em 2 partes. Na primeira, a selagem é colocada sob pressão, espera-se 15 a 25 minutos e, antes de se iniciar a presa, inicia-se a segunda parte em que se injeta calda de cimento à boca do tubo com uma pressão até 10 bar. Normalmente são usados tubos de manchete no bolbo de selagem com válvulas espaçadas de 1 metro por onde a sai a calda. Este método é conhecido como Injeção Única e Global (IGU). Neste caso existe armadura de reforço;
- Tipo D- É parecido com o anterior diferenciando no facto que permite o endurecimento total da calda de cimento inicialmente injetada. Na segunda fase, recorre-se a obturadores que são colocados em todas as válvulas manchete com pressões variando entre 2 a 8 MPa, permitindo assim o tratamento em diferentes horizontes. Repete-se o processo até se atingir a pressão desejada. Esta técnica é conhecida como IRS (Injeção Repetitiva e Seletiva).

Na Figura 9 estão apresentadas os diferentes tipos de microestacas descritos anteriormente e na Figura 10 os diferentes obturadores utilizados nas microestacas tipo C e D respetivamente.

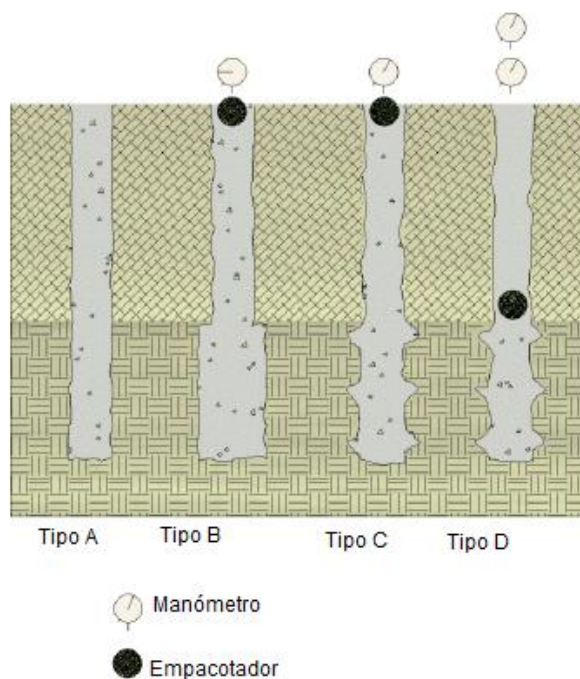


Fig. 9 - Tipos de microestacas[1]

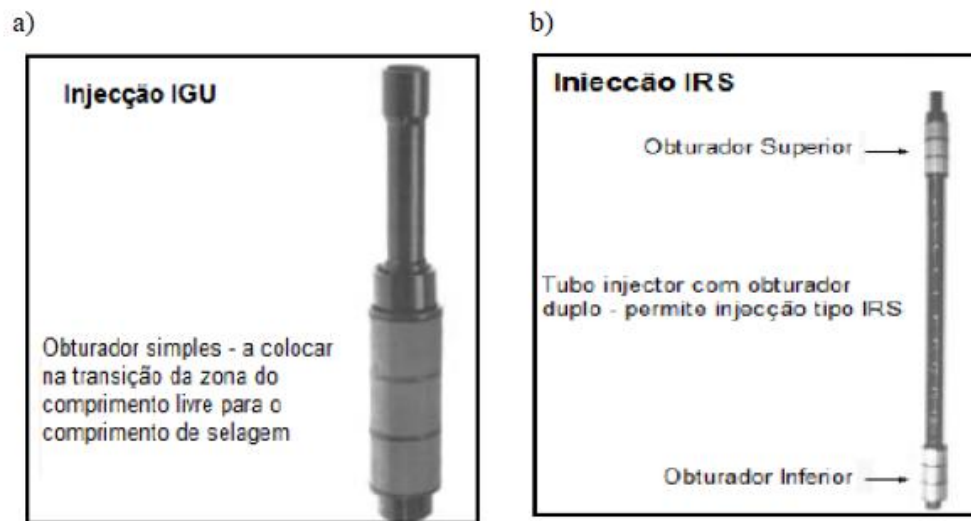


Fig. 10 - Diferentes obturadores: a) Injeção IGU; b) Injeção IRS[8]

Na Figura 11 está descrito o processo de execução de IRS com as diferentes etapas que a caracteriza.

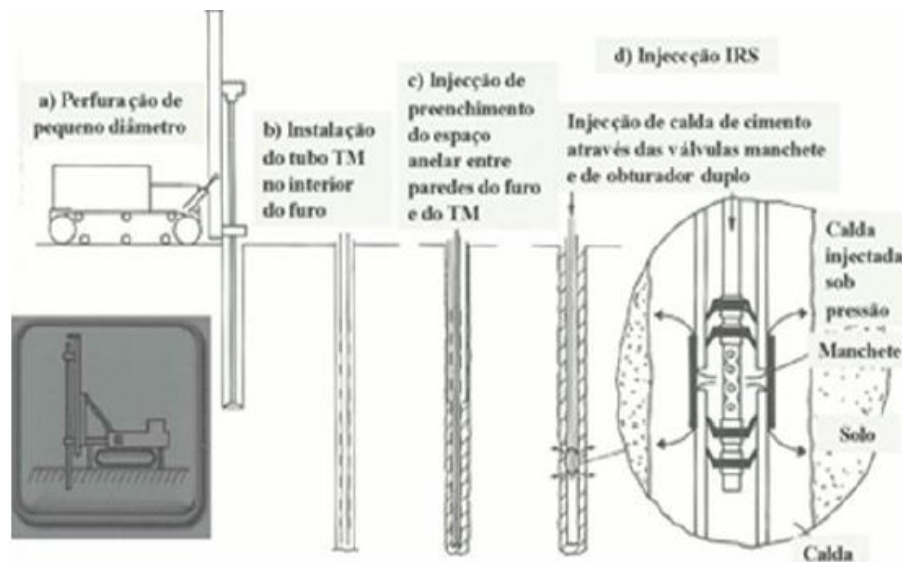


Fig. 11 - Processo de Execução da IRS: a)- Perfuração de pequeno diâmetro; b)- Instalação do tubo TM no interior do furo; c)- Injeção de preenchimentos do espaço anelar; d) - Injeção IRS[8]

As microestacas não precisam de ser classificadas separadamente em relação à função e ao processo construtivo. Por exemplo, uma microestaca, construída através da técnica IRS e cuja função é de suporte estrutural, pode ser classificada como Tipo 1D.

O Quadro 2 apresentado ajuda a uma melhor compreensão deste aspeto.

Quadro 2 - Relações entre sub-aplicações, conceito de projeto, tipo de injeção e estimativa de aplicação[9]

Sub-aplicações	Conceito de projeto	Tipo de injeção	Estimativa de aplicação
<ul style="list-style-type: none"> Recalçamento de fundações existentes Novas fundações Reforço sísmico 	<ul style="list-style-type: none"> Caso 1 	<ul style="list-style-type: none"> Tipo A (zonas em rochas ou solos) Tipos B e D em solos (Tipo C usado em França unicamente). 	<ul style="list-style-type: none"> Aprox. 95% de todas as aplicações
<ul style="list-style-type: none"> Estabilização de taludes de suporte de escavação 	<ul style="list-style-type: none"> Caso 1 e 2 	<ul style="list-style-type: none"> Tipo A (Caso 1 e 2) Tipo B (Caso1) em solos 	<ul style="list-style-type: none"> 0 a 5%
<ul style="list-style-type: none"> Reforço de terrenos 	<ul style="list-style-type: none"> Caso 2 (maior percentagem de utilização) 	<ul style="list-style-type: none"> Tipo A e B 	<ul style="list-style-type: none"> Menos de 1%

2.3. Técnicas de Perfuração

Quando se inicia a perfuração para as microestacas, geralmente determina-se o centro de cada microestaca, cravando-se uma ponta de varão ou um pedaço de madeira. De seguida nivela-se a plataforma e posiciona-se o equipamento de perfuração.

Existem duas técnicas de furação:

- Trado - Com ou sem tubo de revestimento;
- Varas e bit - Com ou sem tubo de revestimento.

O facto do solo ser ou não coerente é que condiciona a utilização o tubo de revestimento. Caso o solo possua a capacidade de não desmoronar, não é necessário o uso do tubo, caso contrário é importante inclui-lo na perfuração. Quando os furos são de maior dimensão é possível recorrer a lamas betoníticas como solução de estabilização[8].

Hoje em dia existem diversos sistemas de furação consoante as características das microestacas (diâmetro pretendido), máquinas existentes e também com o objetivo de reduzir os impactos em edifícios vizinhos (vibrações por exemplo).

Pode-se escolher entre um equipamento de furação hidráulico por rotação, como os trados, ou máquinas hidráulicas de roto-percussão, como por exemplo as varas e bit. Na Figura12 estão alguns exemplos de máquinas de perfuração.



Fig. 12 - Maquinas de perfuração[8]

Com o bit perdido, é possível furar, selar e injetar simultaneamente como mostra a Figura 13. Permite uma instalação rápida mesmo em locais com difícil acesso e permanência, pois permite que as secções sejam cortadas e posteriormente acopladas.

Na Figura14 é possível ver com mais detalhe um trado de perfuração utilizado nos equipamentos hidráulicos.

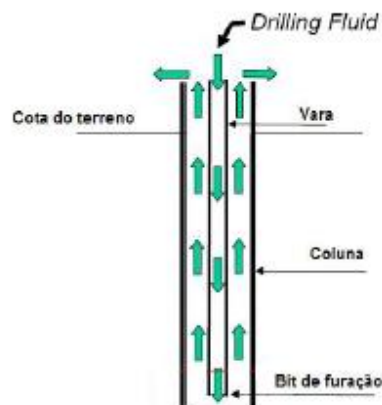


Fig.13 - Equipamento de furação de roto-percussão[10]



Fig. 14 - Trado de perfuração[8]

O tubo de perfuração é constituído na sua ponta por uma coroa com pastilhas de metal duro e com diâmetro superior ao do tudo. Os detritos daí resultantes encaminham-se para a superfície devido a fluido que circula no espaço intersticial entre o tubo e o terreno.

É de extrema importância que a perfuração seja lavada com água e/ou ar para a melhor qualidade da microestaca.

A execução de uma microestaca em solos coerentes baseia-se nos seguintes tópicos e está ilustrada na Figura 15:

- i) Furação até à cota prevista em projeto;
- ii) Retira-se o trado e introduz-se o tubo manchete (armadura principal);
- iii) Preenchimento ascensional do furo com argamassa;
- iv) Injeção através do tubo de enchimento;
- v) Estaca acabada.

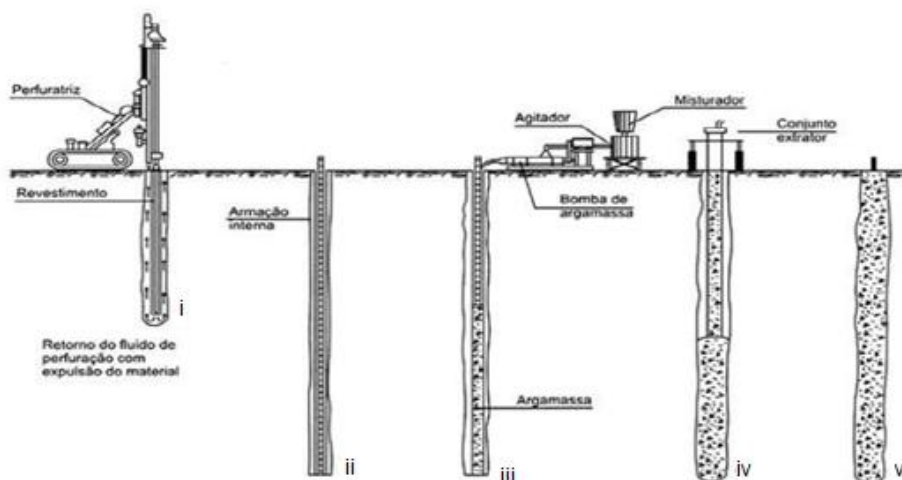


Fig. 15 - Processo construtivo em solos coerentes[11]

No que se refere a solos incoerentes, a Figura 16 mostra os diferentes tópicos a seguir apresentados:

- i) Perfuração com varas e bit ou trado à roto-percussão e tubo de revestimento;
- ii) Extração das varas e bit ou trado e limpeza do furo;
- iii) Introdução da armadura principal (tubo manchete - liso em zona corrente e com manchetes na zona de selagem);
- iv) Selagem com calda cimentícia do espaço entre tubos (tubo moldador e TM);
- v) Extração do tubo moldador, logo após a selagem ou injeção secundário;
- vi) Operação de injeção faseada do bolbo de selagem (IRS ou IGU);
- vii) Preenchimento do tubo TM com calda;
- viii) Introdução de eventual armadura secundária no interior do tubo.

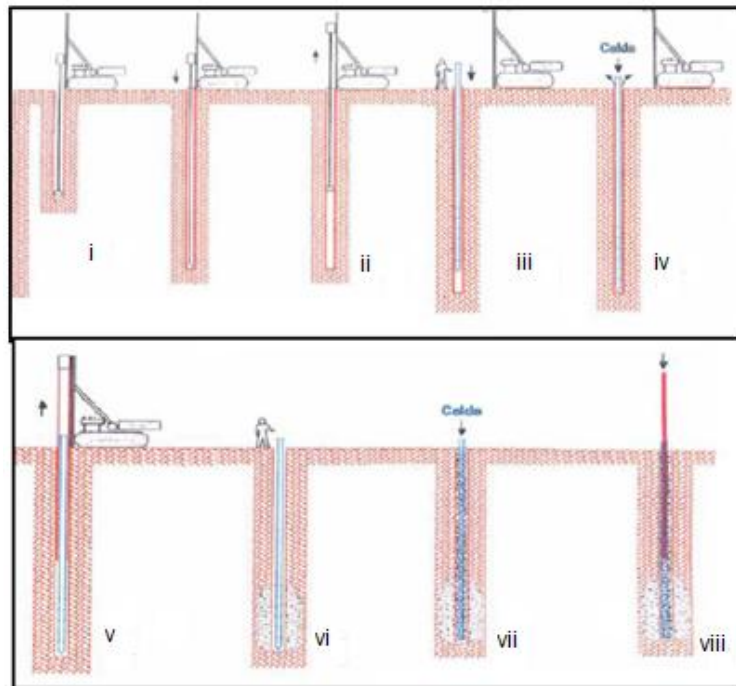


Fig. 16 - Processo construtivo em solos incoerentes[12]

2.4. Armadura

No que se refere à armadura utilizada, os tubos de aço são os mais usados em Portugal e correspondem a aço de alta resistência variando aproximadamente de 80 a 200 mm de diâmetro e com uma tensão de cedência típica de 560 MPa. Os tubos de aço de classe N80 não se encontram normalizados no âmbito europeu, contudo, existem dimensões, momentos e esforços característicos deste tipo de aço como se pode verificar no Quadro 2.

A armadura de tubo permite a continuidade da microestaca no caso de ocorrer um corte na argamassa e proporciona resistência à flexão e ao corte caso seja necessário.

Na Figura 17 está representado um exemplo de uma microestaca com uma secção de aço de classe N80, reforçada com varão de aço.

Quadro 3 - Secções correntes do tubo N80 com $f_{yd}=560$ MPa[8]

Diâmetro exterior (mm)	Espessura do aço (mm)	Área (cm ²)	Momento de Inércia (cm ⁴)	Raio de giração (cm)	Módulo de flexão (cm ³)	Momento fletor resistente (kN.m)	Esforço transversal resistente (kN)	Esforço axial (kN)
88.9	6.5	16.83	1.44E+02	2.92	32.31	16.5	315.0	942
88.9	7.5	19.18	1.60E+02	2.89	36.02	18.3	359.1	1074
88.9	9.5	23.70	1.89E+02	2.83	42.59	21.7	443.7	1327
101.6	9.0	26.18	2.83E+02	3.29	55.74	28.4	490.2	1466
114.3	7.0	23.60	3.41E+02	3.80	59.64	30.4	441.8	1321
114.3	9.0	29.77	4.16E+02	3.74	72.70	37.0	557.4	1667
127	9.0	33.36	5.84E+02	4.18	91.83	46.8	624.6	1868
139.7	9.0	36.95	7.93E+02	4.63	113.45	57.8	691.9	2069
177.8	9.0	47.73	1.70E+03	5.98	191.66	97.6	893.5	2673
177.8	10.0	52.72	1.86E+03	5.94	209.34	106.6	986.9	2952
177.8	11.5	60.08	2.09E+03	5.89	234.63	119.4	1124.8	3364

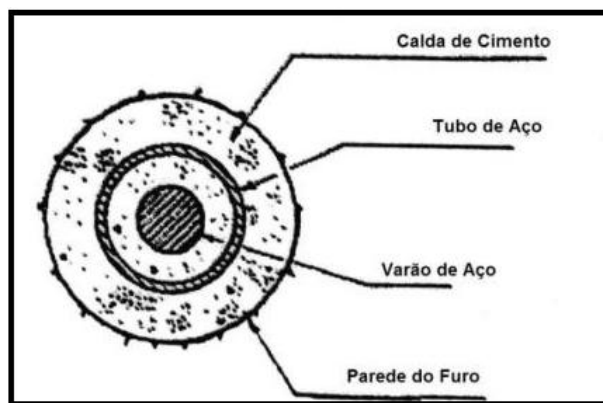


Fig. 17 - Secção de uma microestaca com armadura tubular de classe N80[13]

Existem outras soluções que podem ser adoptadas, como por exemplo os varões GEWI e perfis HEB. Os primeiros são barras de aço de alta resistência colocados em grupos para aumentar a capacidade estrutural. Têm um diâmetro de 19 a 63 mm apresentando uma tensão de cedência de 550 MPa respetivamente. Este tipo de armadura necessita de um cuidado acrescido para evitar o fenómeno de varejamento. Estes podem ser laminados a quente ou a frio. Na Figura 18 estão apresentados os gráficos tensão-extensão dos aços laminados a quente e a frio.

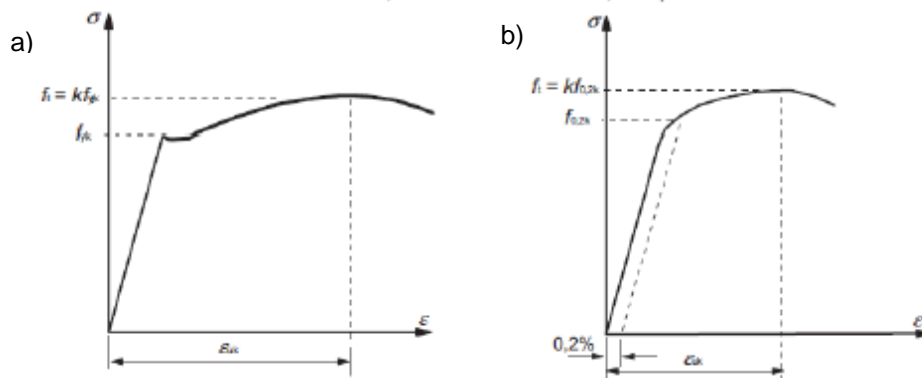


Fig. 18 - a) Varões de aço laminados a quente; b) Varões de aço laminados a frio[8].

A título de curiosidade, a Figura 19 mostra alguns perfis laminados a quente e a frio respetivamente.

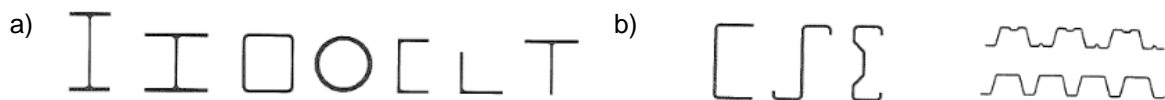


Fig. 19 - a) Perfis laminados a quente; b) Perfis laminados a frio[14]

Opta-se por perfis laminados a quente quando estes vão ser empregados em elementos resistentes principais. A forma destes perfis pode variar consoante os esforços a que vão ser sujeitos, facilidade de montagem, dos processos de ligação ou até dos condicionantes estéticos e durabilidade. Por sua vez, os perfis laminados a frio são construídos a partir de chapas muito finas cuja a espessura é uniforme. Como geralmente têm proteção anti corrosão prévia, as formas destes podem ser variadas com boas propriedades e gastos de material reduzidos. É importante referir que estes perfis apresentam um aço pouco dúctil e, por isso, não é aconselhável a sua utilização em estrutura cuja fadiga seja preponderante[14]

A armadura GEWI, adoptados em países como a Alemanha e a Suíça, é um elemento contínuo com recurso a conectores que pode ser utilizada isoladamente ou em grupo. Este tipo de armadura é ineficaz para grandes momentos flectores ou cargas laterais devido à sua reduzida secção (reduzido momento de inércia). Como se pode verificar na Figura 20, estas podem ter proteção simples ou dupla contra a corrosão do meio envolvente.

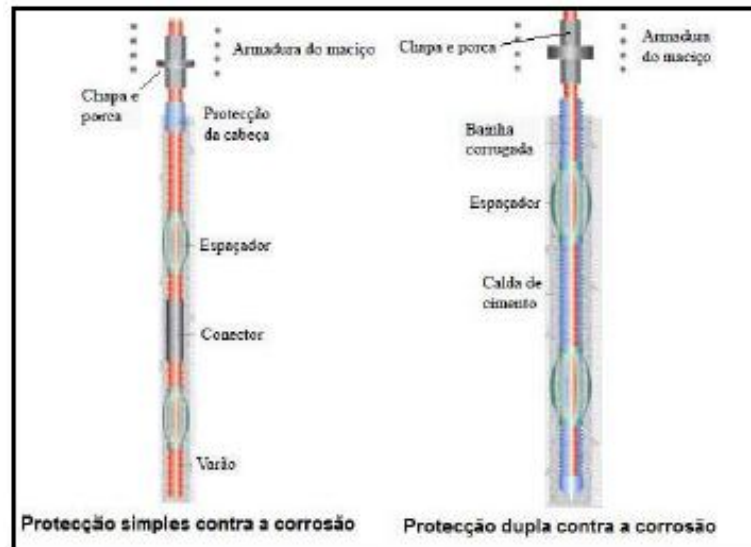


Fig. 20 - Armadura GEWI[8]

As armaduras de aço de alta resistência ocupam cerca de 50% do volume total de microestacas, podendo ser utilizado como elemento principal (ou único) resistente.

Existem também, como referido anteriormente, microestacas armadas com perfis HEB120 e HEB140 onde a capacidade de carga pode rondar os 600 kN. Um exemplo de uma microestaca armada com estes perfis está representada na Figura 21.

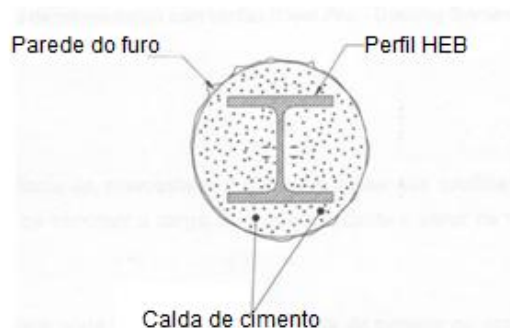


Fig. 21 - Secção de uma microestaca com armadura HEB[21]

Os varões de aço cintados, Figura 22, podem ser constituídos por aço ordinário ou de alta resistência, cintados de forma a aumentar a resistência da armadura, possuindo uma boa capacidade de suporte à compressão. Os varões têm diâmetro até 40 mm e uma tensão de cedência da ordem dos 460 MPa. A cintagem é feita através de uma armadura que tem como função unificar os varões conferindo à microestaca resistência à encurvadura (varejamento).

Foram o primeiro meio de reforço de microestacas que foram utilizadas em Itália nos anos 50 por Lizzi, nas primeiras experiências.

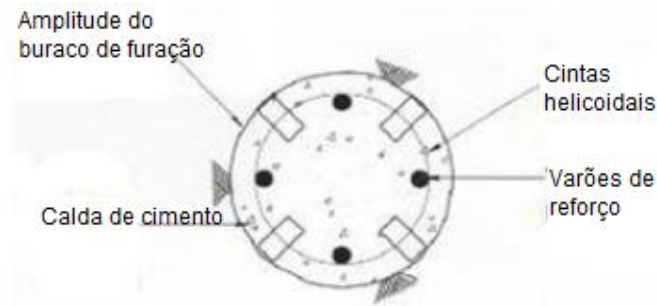


Fig. 22 - Seção de uma microestaca com cintagem de varões[21]

2.5. Calda de cimento

A calda de cimento deve ter certas características como elevada fluidez e plasticidade e reduzido risco de segregação, no entanto, as suas características podem variar dependendo das suas especificidades e das qualidades dos recursos naturais usados.

Esta deve conter aditivos ou uma quantidade limitada de agregados finos adequando-se a cada caso. A dimensão máxima admissível para estes agregados é de 2 mm para evitar o fenómeno de segregação e de lavagem que podiam ocorrer se a dimensão fosse maior.

Na norma europeia EN 14199[2], a relação entre água e cimento, A/C , deve ser no limite 0.55 e deve ter uma resistência à compressão de 25 MPa aos 28 dias, enquanto que pela FHWA[1] esta razão é no mínimo 0.4 e no máximo 0.5 e a resistência deve ser de 28 MPa aos 35 dias.

No bolbo a calda de cimento transfere as cargas impostas pela armadura para o solo envolvente, promovendo assim a mobilização da resistência lateral.

Outra função igualmente importante é a proteção da armadura à corrosão. No Quadro 4 são mostrados os diferentes critérios para avaliar a corrosão. Para evitar este fenómeno, deve-se usar uma espessa camada de calda de cimento.

A título de curiosidade, existem outras maneiras de proteger a microestaca, como por exemplo usar aços com maiores diâmetros para compensar a corrosão; usar aços inoxidáveis ou usar um tubo plástico à volta da microestaca.

Quadro 4 - Critérios para avaliar a corrosão do solo[27]

Parâmetro	Unidades	Grande potencial de corrosão	Potencial de corrosão médio a nulo
pH	-	<4.5, >10	5.5<pH<10
resistividade	ohm-cm	<2.000	≥5.000
Sulfatos	ppm	>200	≤200
Cloretos	ppm	>100	≤100

A sua consistência da calda de cimento deve ser tal que o enchimento se faça sem que ocorram cortes. No entanto, se o pretendido for preencher lacunas ou fazer injeções de compensação, é preferível usar uma argamassa mais magra ou mole.

A selagem deve ser feita logo após a introdução da armadura garantindo que o furo se mantém limpo. Nos tipos A e B a selagem é total, enquanto que nos restantes tipos (C e D) é feito só pelo exterior.

No que toca à injeção, esta só se realiza nos tipos C e D quer por IGU quer por IRS ao longo do comprimento do bolbo de selagem.

2.6. Ligação da microestaca à fundação

A exposição que seguidamente se apresenta segue de perto a abordagem apresentada por Pereira [15].

As ligações à superestrutura são o aspeto mais importante no recalçamento de fundações através de microestacas, pois é através desta ligação que se determina o processo de transferência de carga da estrutura para os novos elementos da fundação. Escolhe-se o tipo de ligação sabendo o tipo de estrutura; tipo de solicitação que as microestacas vão estar sujeitas; o tipo de armadura e o estado em que se encontra a fundação a reforçar. Para fazer essa ligação, recorre-se geralmente a maciços de encabeçamento, vigas de betão armado.

A Figura 23 mostra os diferentes tipos de ligações usualmente utilizados de betão armado.

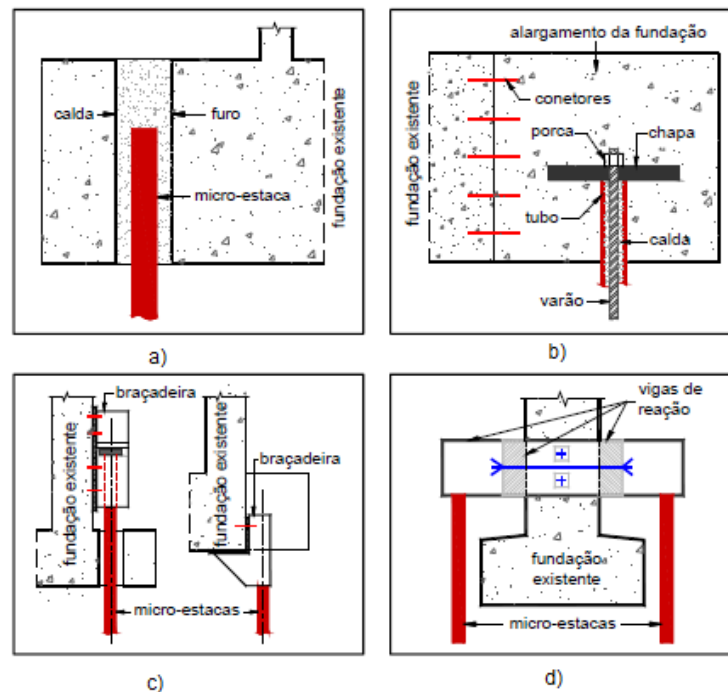


Fig. 23 - Ligações das microestacas à fundações: a) Ligação selada; b) Ligação com alargamento; c) Ligação com braçadeiras; d) Ligações com vigas de reação[15]

Na ligação ilustrada na Figura 23 a) podemos constatar que as microestacas ligam-se à estrutura através de selagem. Só se pode utilizar esta solução se as condições da fundação e a grandeza das cargas a suportar o permitirem. Inicialmente efetua-se um furo na fundação que posteriormente vai ser atravessada pelas microestacas e de seguida o furo é selado com calda de cimento ou argamassa. A transferência de carga é efetuada através da aderência entre o aço e a calda e a calda e o betão da fundação.

A ligação do tipo apresentado na Figura 23 b) é utilizado quando as características da fundação ou o nível de solicitação a que está sujeita impeçam uma correta distribuição de cargas. A transmissão da carga ocorre na interface da sapata existente e a estrutura de alargamento consoante a colocação dos respetivos conectores e/ou com varões pré-esforçados que ligam as sapatas. Existem esforços de compressão, tração ou compressão/tração nas zonas de alargamento e as suas transmissões ocorrem entre o betão e a microestaca através de dispositivos tais como porcas e placas de ancoragens.

A solução apresentada na Figura 23 c) é usualmente utilizada em estruturas de pequena grandeza e com uma capacidade estrutural reduzida. São constituídas por tubos de pequenas dimensões que são cravados com a ajuda de macacos hidráulicos. As braçadeiras metálicas não foram inicialmente criadas para utilizar microestacas injetadas, mas podem ser adaptadas para esse fim. Podem ser ligadas ou à base de fundação da estrutura, ou a um elemento de suporte.

Por fim, a Figura 23 d) mostra uma solução que depende das solicitações que se vão transmitir aos novos elementos e dos assentamentos admissíveis. As cargas são transferidas da fundação para as microestacas através da viga metálica.

2.6.1. LIGAÇÃO A ZONAS DE ALARGAMENTO

Quando se pretende reforçar fundações, as microestacas podem ser colocadas em zonas de alargamento e as soluções podem ser de dois tipos:

- Amarração direta onde a transmissão das cargas é feita por aderência ao longo do comprimento de amarração (Figura 24 a));
- Adoção de dispositivos especiais na cabeça da microestaca. Garantem que parte da carga a suportar seja absorvida por flexão e a outra parte por aderência. Devido a isto, os comprimentos de amarração podem ter comprimentos mais reduzidos. Esta técnica aumentam a segurança ao punçoamento (Figura 24 b)).

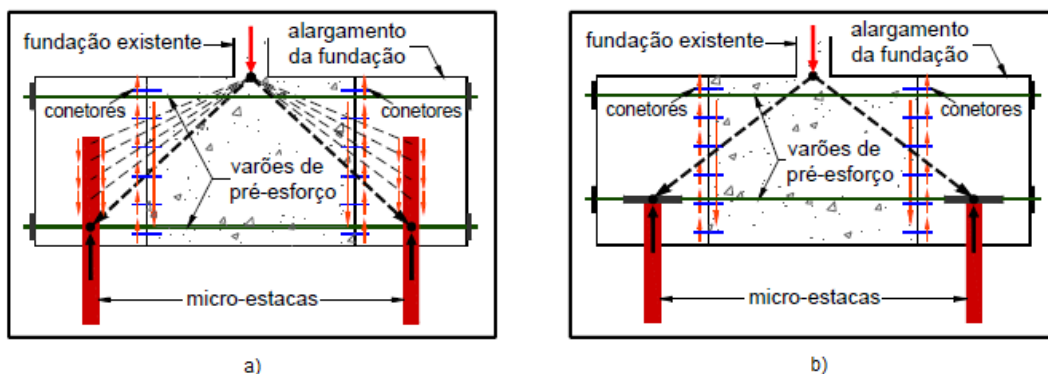


Fig. 24 - Ligações de microestacas a estruturas novas em zonas de alargamento: a) Ligação com amarração direta; b) Ligação com placa de ancoragem[15]

Dentro da solução b) da figura anterior existem ainda três tipos de soluções:

- Ligação com chapa de ancoragem situada entre uma porca e uma contra porca;
- Recurso a porcas com flange que se encontra bloqueada na sua posição por uma contra-porca;
- Utilização de ligações soldadas com chapa.

No que respeita a primeira técnica acima apresentada, existem várias ligações de microestacas constituídas por varões isolados ou com mais que um varão. Estes podem estar sujeitos a esforços de compressão, tração ou compressão/tração.

Para ligações somente com um varão, a Figura 25 mostra estas várias ligações referidas no parágrafo anterior.

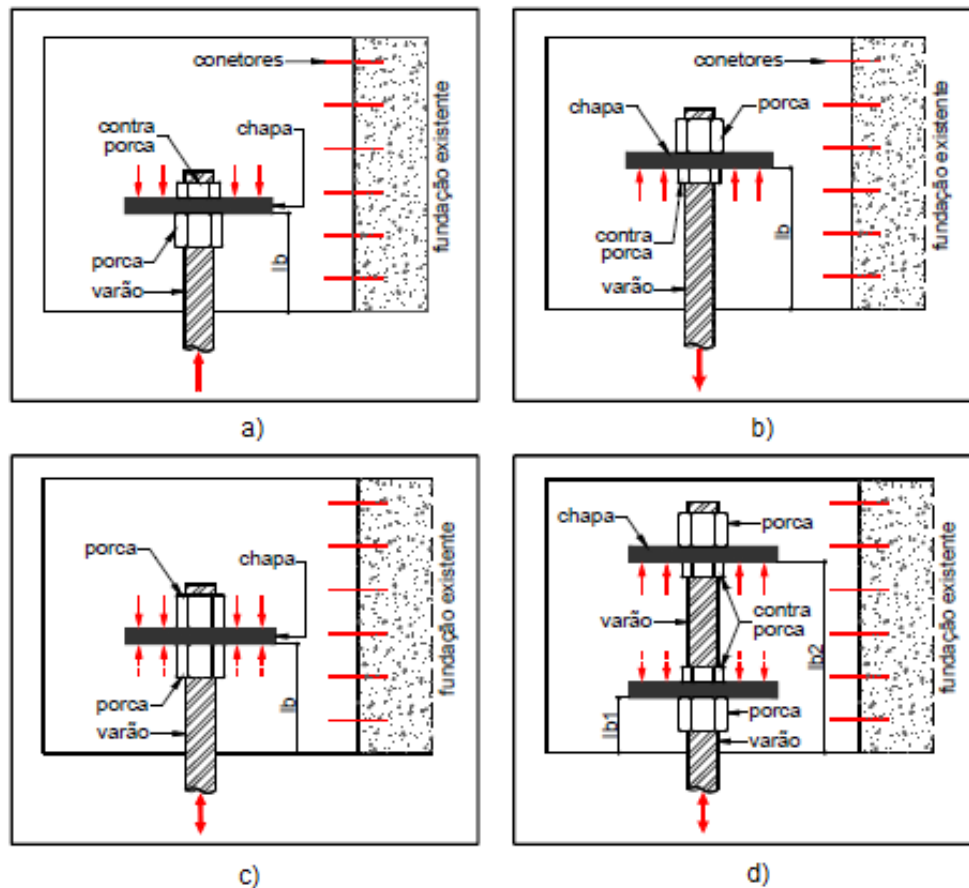


Fig. 25 - Ligações de varões individuais à fundação: a) Microestaca comprimida; b) Microestaca tracionada; c) Microestaca comprimida e tracionada; d) Microestaca comprimida/tracionada para fundações cuja altura é reduzida[15]

Como referido na Figura 25, a solução a) é somente para varões sujeitos unicamente a esforços de compressão e, assim sendo, é colocada uma porca sob a chapa de ancoragem e uma contra-porca sobre a mesma chapa.

Quando os esforços são puramente de tração (Figura 25 b), a porca é colocada por cima da chapa de ancoragem e a contra-porca por baixo desta.

A ligação demonstrada na Figura 25 c) só pode ser utilizada quando há altura suficiente na zona de alargamento para a colocação de armadura em cima e em baixo da chapa de ancoragem devido à alternância de esforços de compressão e de tração. São colocadas duas porcas (a contra-porca funciona como porca). Cada uma delas fixa-se na outra dependendo da solicitação.

Por sua vez, quando a altura das sapatas é reduzida, opta-se pela solução demonstrada na Figura 25 d). Aqui utilizam-se duas chapas de ancoragem, em que cada uma está próxima do topo e da base da fundação.

A Figura 26 ilustra soluções em que a ligação se faz com dois varões:

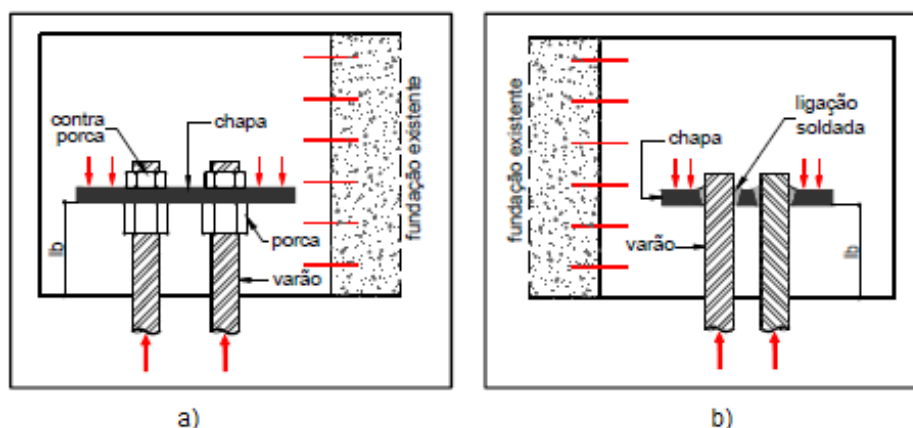


Fig. 26 - Ligação de dois varões à fundação: a) Ligação com chapa de ancoragem e porcas; b) Ligação com chapa de ligação soldada[15]

Nesta situação também existe a solução com chapas de ancoragens e porcas ou com chapas soldadas (Figura 26 a) e b) respetivamente).

Como foi referido anteriormente, em Portugal, a armadura de reforço mais utilizada é a tubular e para este caso as soluções são igualmente variáveis como se pode ver na Figura 27.

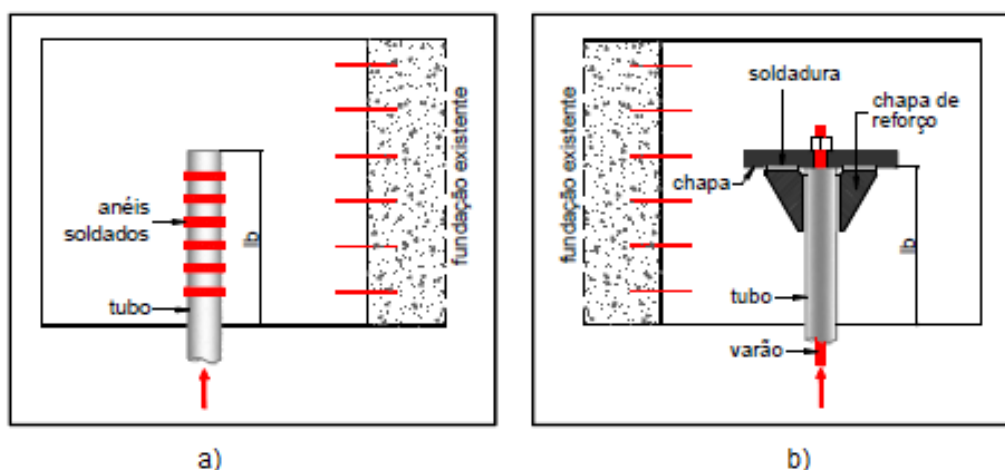


Fig. 27 - Ligação de microestacas com armaduras tubulares: a) Ligação com amarração direta; b) Ligação com dispositivos especiais[15]

Para a ligação direta (Figura 27 a)) é usual as microestacas terem uma textura devido à soldadura de anéis ou então através de cintas helicoidais.

No dimensionamento destas ligações, é necessário verificar a segurança a forças de compressão, tração, forças horizontais e momento na cabeça das microestacas.

A Figura 28 mostra as verificações referidas no paragrafo anterior e as dimensões que se devem obter a cargo destas para as ligações que utilizam dispositivos especiais.

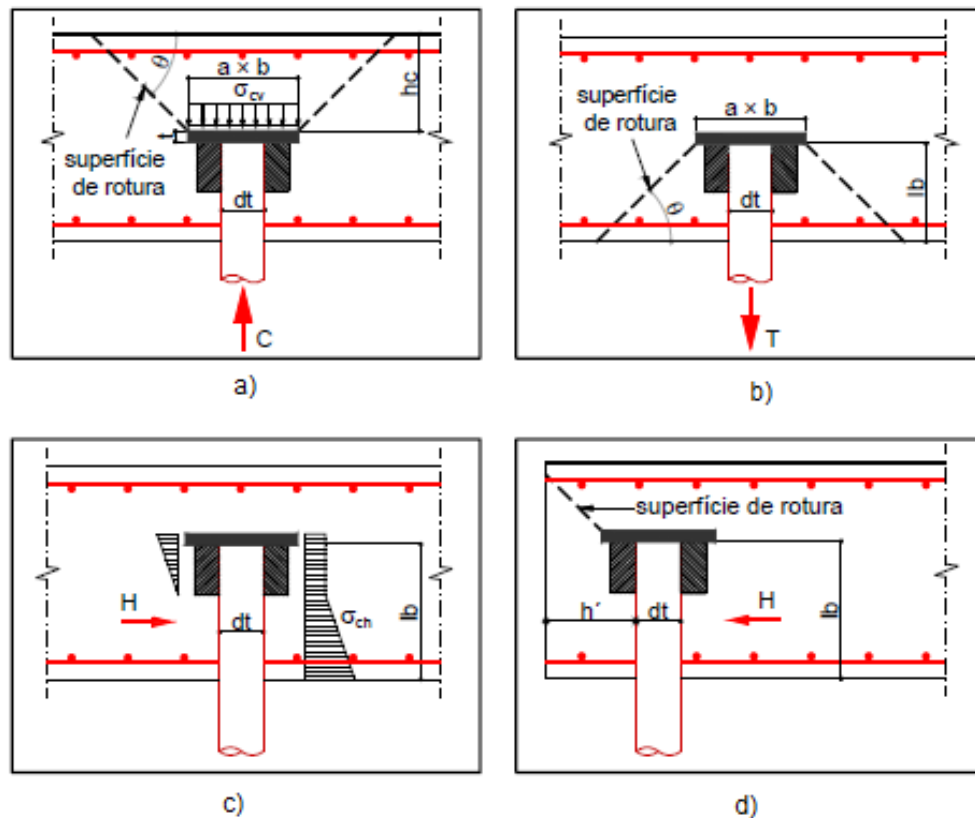


Fig. 28 - Verificações de segurança nas ligações: a) Verificação ao punçoamento para forças de compressão; b) Verificação ao punçoamento para forças de tração; c) Verificação ao esmagamento do betão devido a forças horizontais; d) Verificação ao punçoamento devido a força horizontal junto ao limites da fundação[15]

Para além do modelo de verificação ao punçoamento para microestacas sujeitas a esforços de compressão, a Figura 28 a) mostra também o diagrama de tensões de compressão verticais (σ_{cv}) na cabeça da microestaca que podem levar ao esmagamento desta. Na Figura 28 b) é ilustrado o modelo de verificação ao punçoamento, mas para microestacas tracionadas. A Figura 28 c) mostra o diagrama de tensões de compressão horizontais (σ_{ch}) ao longo do comprimento de amarração. Por sua vez, a Figura 28 d) apresenta, novamente a verificação ao punçoamento para forças horizontais mas quando a microestaca está localizada num dos limites da fundação.

Por fim, é importante referir a necessidade de dimensionar as chapas de ancoragens, de reforço e as soldaduras.

Como resumo ao referido anteriormente e para melhor compreensão, apresenta-se o Quadro 5.

Quadro 5 - Forças, verificação e dimensões a determinar ao utilizar dispositivos especiais

Forças	Verificações a calcular	Dimensões determinadas devido às verificações
Forças verticais de compressão (fig. 28 a)	<ul style="list-style-type: none"> Esmagamento do betão na cabeça da microestaca, na zona superior da chapa de ancoragem; Verificação ao punçoamento. 	<ul style="list-style-type: none"> Dimensões (em planta) do prato da ancoragem ($a \times b$) Altura h_c
Forças verticais de tração (fig. 28 b)	<ul style="list-style-type: none"> Tensão no betão na parte superior do prato da ancoragem; Verificação ao punçoamento. 	<ul style="list-style-type: none"> Dimensões (em planta) do prato da ancoragem ($a \times b$) Comprimento de amarração l_b
Força horizontal e momento (fig 28 c)	<ul style="list-style-type: none"> Esmagamento do betão ao longo do comprimento de amarração. 	<ul style="list-style-type: none"> Comprimento de amarração l_b
Força horizontal (fig.28 d)	<ul style="list-style-type: none"> Verificação ao punçoamento na zona lateral da fundação. 	<ul style="list-style-type: none"> Distância h'

2.6.2. LIGAÇÕES A ESTRUTURAS EXISTENTES

Quando a ligação das microestacas às fundações de betão armado se fazem em estruturas existentes é usual recorrer-se à amarração direta da armadura, selando esta com calda de cimento num furo feito previamente como se pode verificar na Figura 29.

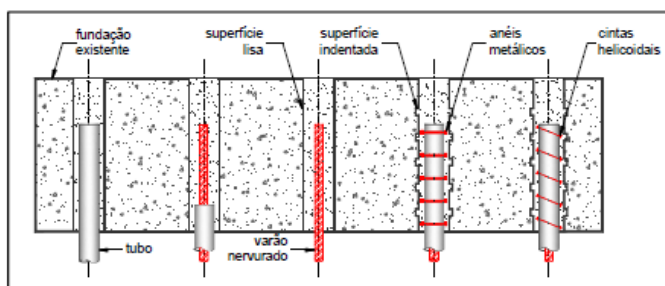


Fig. 29 - Ligações seladas de microestacas a fundações existentes de betão armado[15]

Como mostra a Figura 30, inicialmente efetua-se um furo por coroa diamantada ou por percussão. Seguidamente são instaladas as microestacas nestes furos e seladas com calda de cimento.

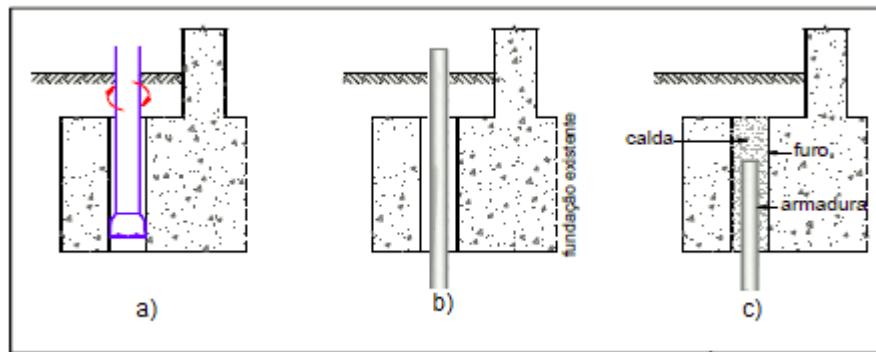


Fig.30 - Processo de execução de ligações seladas de microestacas a estruturas existentes: a) Execução e tratamento de furo; b) Execução da microestaca; c) Limpeza e selagem do furo[15]

Para ligação estar bem feita, é preciso garantir uma boa aderência entre o aço e a calda e entre esta e o betão. A aderência entre a calda e o betão está diretamente ligada com a rugosidade do furo. Esta depende se a furação foi feita através de carotagem com coroa diamantada, ou utilizando martelos pneumáticos (percussão). Com a primeira técnica mencionada, é possível aumentar a aderência devido ao recurso de dentes. Através da rotação lenta é permissível criar sulcos na superfície do furo. Segundo a FHWA[1] estes dentes têm correntemente 20 mm de profundidade e 32 mm de altura. Com a percussão a rugosidade do furo aumenta bastante, aumentando assim a aderência entre a calda e o betão. No entanto, esta técnica de furação pode produzir vibrações na estruturas e fendilhar o betão da fundação.

A Figura 31 mostra exemplos de texturas consoante a técnica utilizada.

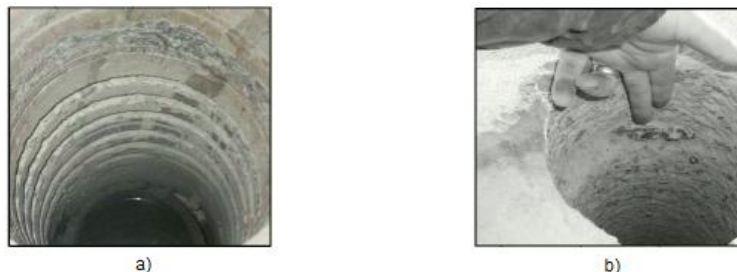


Fig. 31 - Tipos de furação: a) Carotagem com coroa de diamantes; b) Percussão[15]

A aderência entre o aço e a calda, depende, por sua vez, de anéis soldados, cintas helicoidais ou cordões em espiral. Em Portugal, esta aderência é conseguida através da soldadura de cintas helicoidais uma vez que são mais fáceis de executar.

É importante não esquecer que as fundações não foram dimensionadas para transferirem as cargas através das ligações expostas anteriormente e, portanto, é necessário recorrer-se à colocação de armadura pré-esforçada, alargamento da fundação, colagem de mantas de polímeros reforçados com fibras de carbono (CFRP), entre outras soluções.

Quando se opta por ligações através de braçadeiras, Figura 32 as microestacas são colocadas perto da estrutura e ligadas a esta última por estes elementos.

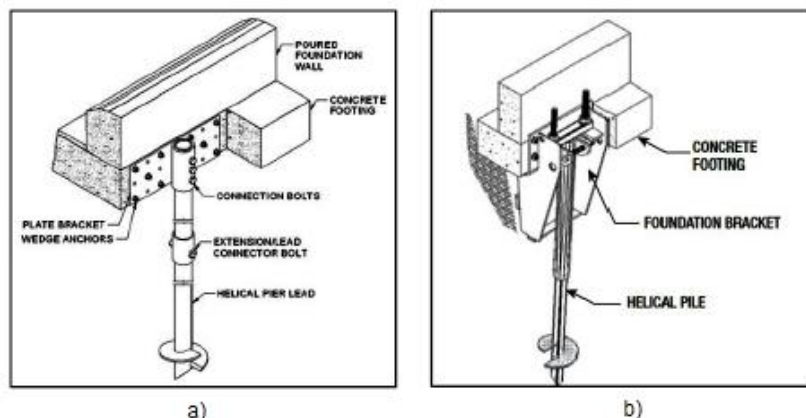


Fig. 32 - Ligações com braçadeiras: a) Braçadeira plana b) Braçadeira em L[15]

Esta solução é usualmente utilizada em estruturas de pequenas dimensões, pois embora a sua facilidade de execução, a sua utilização e transferência de carga são limitadas.

A escolha do tipo de braçadeiras depende se as microestacas são injetadas, prensadas, ou do tipo hélix, e da carga a que esta sujeita. Como se pode observar na figura anterior, existem dois tipos de braçadeira: plana (fig. 32 a)) ou em L (fig 32 b)). Para diminuir a excentricidade, estas devem ser colocadas o mais junto das estruturas. A ligação das microestacas às braçadeiras é feita por ligações aparafusadas com mangas de encaixe de modo a evitar a rotação das microestacas.

3

Dimensionamento microestacas

No dimensionamento de microestacas existem duas grandes áreas distintas: dimensionamento geotécnico e estrutural. No presente capítulo são expostas teorias de vários autores sobre o dimensionamento de microestacas.

3.1. Dimensionamento geotécnico

3.1.1. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO LIZZI (1985)

Primeiramente é apresentado um método semi-empírico desenvolvido por Lizzi (1985), em que a carga é calculada através da equação 1

$$P_{ult} = \pi * D * L * K * I \quad (1)$$

em que:

- P_{ult} - carga última da estaca à compressão;
- D - diâmetro nominal de perfuração;
- L - comprimento da microestaca;
- K - coeficiente que representa o atrito lateral (atrito solo-microestaca);
- I - coeficiente adimensional que depende do diâmetro de perfuração

A relação entre alguns destes coeficientes está apresentada no Quadro 6.

Quadro 6 - Relação entre os coeficientes da fórmula de Lizzi (1985)

Solo	K (kPa)	Diâmetro (cm)	I
Brando	50	10	1
solto	100	15	0.9
compacidade média	150	20	0.85
Muito compacto, saibro, areia	200	25	0.8

3.1.2. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO BUSTAMANTE E DOIX (1985)[30]

O método que se segue é aquele que melhor demonstra o verdadeiro comportamento do bolbo de selagem, um vez que se baseia em ensaios de carga-deslocamento para diferentes tipos de solos, sujeitos a diferentes solicitações, diferentes tipos de injeção e diferentes valores da pressão e dos volumes de calda de cimentos injetados em cada válvula.

A resistência à compressão é dada pela equação 2 e a resistência de cálculo pela equação 3.

$$T_L = T_L^P + T_L^S \quad (2)$$

$$T_{Ld} = \frac{T_L}{FS} \quad (3)$$

em que :

- T_L - carga limite na cabeça da estaca, sem coeficientes de segurança;
- T_{Ld} - carga de cálculo na cabeça da estaca;
- T_L^P - resistência de ponta;
- T_L^S - resistência por atrito lateral;
- FS - coeficiente de segurança.

Tratando cada parcela em particular, a parcela da resistência por atrito lateral é dada pela equação 4.

$$T_L^S = \sum \pi * D_{si} * L_{si} * q_s \quad (4)$$

onde:

- L_{si} - comprimento do bolbo de selagem;
- $D_{si} = \alpha_i * D_d$ - diâmetro médio da microestaca na camada i;

- D_d - diâmetro da perfuração da microestaca;
- q_s - aderência solo-cimento;
- α_i - coeficiente função do sistema de injeção.

Por sua vez, resistência de ponta é calculada através da equação 5.

$$T_L^P = s_p * k_p * p_1 \leq 0.15 * T_L^S \quad (5)$$

em que:

- P_1 - pressão limite do solo;
- s_p - secção da ponta, considerando o diâmetro D_s ;
- k_p - fator de capacidade de carga na ponta.

É necessário obter o valor de q_s , e para tal são consultados ábacos como mostram as Figuras 33 e 34 que se referem a areias e argilas respectivamente e onde o N corresponde ao valor de N_{60} . É relevante referir que se trata de uma correlação empírica.

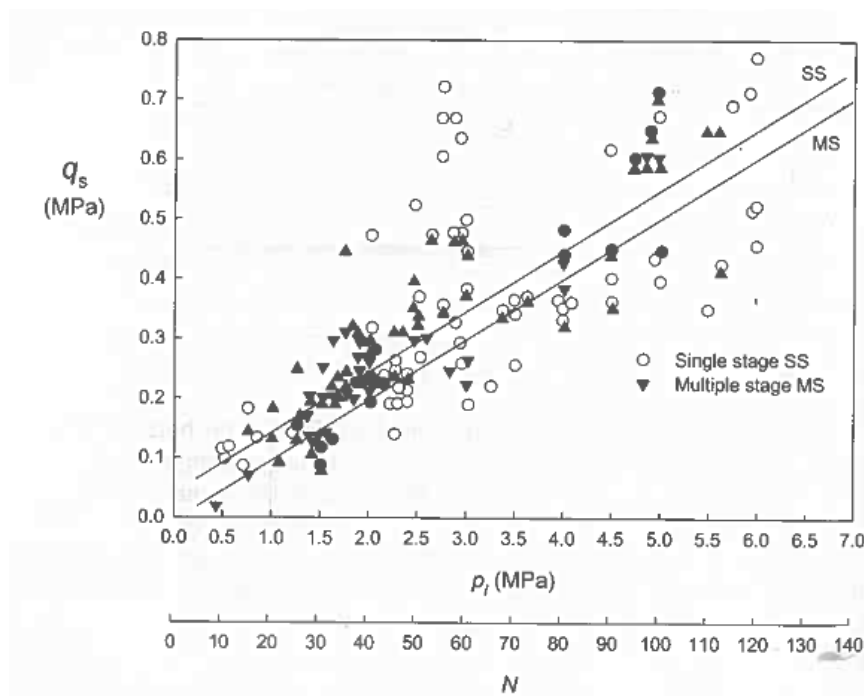
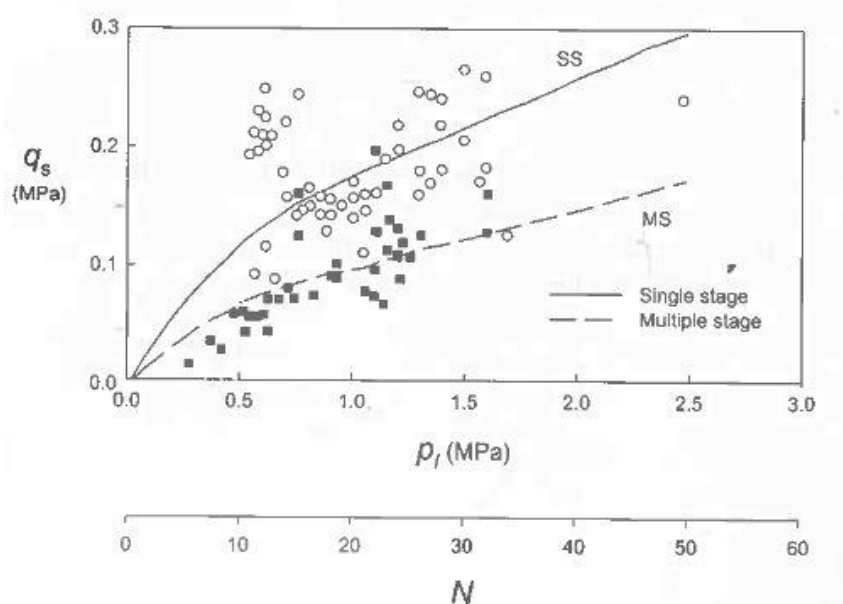


Fig. 33 - Ábaco para cálculo de q_s (areias) [16]

Fig. 34 - Ábaco para cálculo de q_s (argilas) [16]

É necessário ter em consideração que se deve realizar uma injeção à pressão e os volumes de calda injetados, V_i , têm de ser superior ao volumes teóricos do bolbo previsto, V_s . É correto injetar cerca de 50 a 100% a mais que o volume teórico para compensar as perdas de calda de cimento através da exsudação do terreno, perdas ligadas diretamente ao processo de injeção e para poder-se efetuar o tratamento de solo à volta do bolbo. No Quadro 7 estão apresentadas quantidades mínimas de calda de cimento aconselháveis tendo em conta o tipo de solo. É apresentado igualmente o coeficiente α que majora o diâmetro do bolbo devido à injeção de calda de cimento. O valor deste coeficiente de expansão, α , difere consoante o tipo de solo e a técnica de injeção utilizada. Pela observação do quadro verifica-se que este coeficiente apresenta valores superiores no sistema de injeção IRS, ou seja, onde existe reinjeção.

Quadro 7 - Determinação do diâmetro médio[8]

Solo	Coeficiente α		Quantidades mínimas de calda aconselhadas a V_i
	IRS	IGU	
Seixo	1.8	1.3 a 1.4	1.5 Vs
Seixo arenoso	1.6 a 1.8	1.2 a 1.4	1.5 Vs
Areia com seixo	1.5 a 1.6	1.2 a 1.3	1.5 Vs
Areia grossa	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2	1.5 Vs
Areia média	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2	1.5 Vs
Areia fina	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2	1.5 Vs
Areia siltosa	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2	1.5 a 2. para IRS e 1.5 Vs para IGU
Silte	1.4 a 1.6	1.1 a 1.2	2 Vs para IRS e 1.5 Vs para IGU
Argila	1.8 a 2.0	1.2	2.5 a 3 Vs para IRS e 1.5 a 2 Vs para IGU
Marga ou calcário margoso	1.08	1.1 a 1.2	1.5 a 2 Vs para camada compacta
Rocha alterada ou fragmentada	1.2	1.1	1.1 a 1.5 Vs para camada finamente fissurada e 2 Vs ou mais para a camada fracturada

No Quadro 8 apresentam-se os diferentes coeficientes de segurança.

Quadro 8 - Coeficientes de segurança FS

Período de utilização	Tração	Compressão
Provisória	2	1.8
Permanente	2.2	2

3.1.3. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO O MÉTODO DE PENETROMÉTRICO - EXPERIMENTAL

Passando para o método Penetrométrico - Experimental, pode-se constatar que se trata de um método de correlações que é específico para estacas, mas também aplicável a microestacas. Também por este método se divide a carga de ponta e adesão lateral como é possível verificar nas equações 6 e 7.

$$Q_p = R_{pa} * \beta * A_b \quad (6)$$

$$Q_f = \sum_i Q_{fi} = \sum_i \left(\frac{R_{pi}}{\alpha_i} \right) * \pi * D + l_i = \sum_i q_{fi} * \pi * D * l_i \quad (7)$$

em que :

- R_{pa} - resistência de ponta equivalente;
- β - coeficiente de capacidade penetrométrica;
- A_b - área da secção;
- Q_p - carga na ponta
- Q_{fi} - carga de atrito lateral da camada i;
- R_{pi} . resistência de ponta da camada i;
- l_i - espessura da camada i;
- D - diâmetro da microestaca;
- α_i - relação resistência de ponta-atrito lateral n camada i.

Para a capacidade de carga admissível, equação 8, adotam-se coeficientes de segurança igual a 3 para a resistência de ponta e igual a 2 para a mobilização da resistência lateral.

$$Q_n = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_f}{2} \quad (8)$$

No Quadro 9 estão apresentados diferentes coeficientes de capacidade penetrométrica consoante o solo.

Quadro 9 - Coeficiente de carga penetrométrica para diferentes tipos de solos[17]

Natureza do solo	$R_p \cdot 10^3$	Coeficiente de capacidade penetrométrica	
		Microestaca caso 1.	Microestaca caso 2
Argila muito mole e lodos	< 10	0.40	0.50
Argila de média consistência	10 a 50	0.35	0.45
Siltes e areias soltas	≤ 50	0.40	0.50
Argila consistente e dura , silte compacto e areia argilosa	> 50	0.45	0.55
Areia e seixo medianamente compactos	50 a 120	0.40	0.50
Areia e seixo compactos a muito compactos	> 120	0.30	0.40

Em cada camada, o atrito lateral pode ser obtido dividindo o R_{pi} pelo o coeficiente α_i como mostra a equação 9. Este coeficiente relaciona o tipo de solo e o modo de execução.

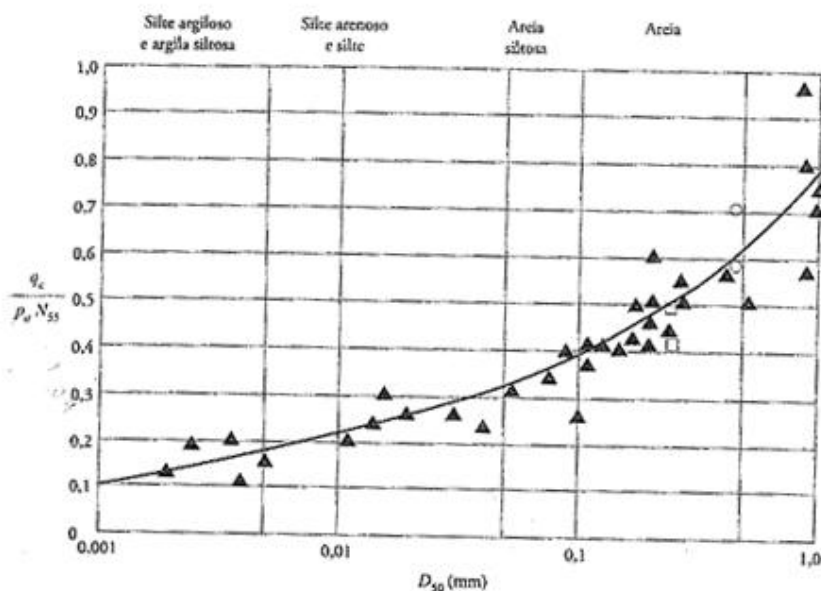
$$q_{fi} = R_{pi} / \alpha_i \quad (9)$$

No Quadro 10 estão relacionados os coeficientes α e q_{fi} tendo em consideração o solo atravessado.

Quadro 10 - Coeficiente α e valor de q_f (máximos) para diferentes tipos de solos[18]

Natureza do solo	$R_p \cdot 10^3$	Coeficiente α_i	
		Microestaca caso 1.	Microestaca caso 2
Argila muito mole e lodos	< 10	30	30
Argila de média consistência	10 a 50	40	80
Siltes e areias soltas	≤ 50	60	120
Argila consistente e dura, silte compacto e areia argilosa	> 50	60	120
Areia e seixo medianamente compactos	50 a 120	100	200
Areia e seixo compactos a muito compactos	> 120	150	200

Em relação aos ensaios, pode-se optar por fazer ensaios CPT ou então fazer uma correlação entre os ensaios CPT e SPT. O segundo é o mais usual *in situ* e utiliza-se indiretamente correlacionando com ensaios CPT e com características de resistência ao corte. A Figura 35 mostra a correlação entre q_c e N_{55} em função do diâmetro médio. É tomado como referência o N_{55} , ou seja, um ratio de energia de 55%. Posteriormente com a conversão de N_{55} para N_{60} , os valores $q_c/(paN)$ sobem aproximadamente 9%.

Fig. 35 - Correlação entre q_c e N_{55} [19]

Como se pode verificar pela consulta do ábaco, $q_c/(paN)$ depende da granulometria do solo, ou seja, cresce com o diâmetro médio das partículas.

Quando no local da obra somente existem resultados do ensaio SPT, é possível através da carta da Figura 35 obter o valor estimado da resistência de ponta, q_c .

3.1.4. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 7

Pelo Eurocódigo 7 [20], em 1997-1, o dimensionamento é feito de modo a evitar o fenómeno de rotura como está apresentado na equação 10.

$$F_{c,d} \leq R_{c,d} \quad (10)$$

em que:

- $F_{c,d}$ - Valor de cálculo de uma grandeza atuante;
- $R_{c,d}$ - Valor de cálculo de uma ação resistente.

Este valor de cálculo de uma ação resistente depende da resistência de ponta e de atrito como se pode verificar na equação 11

$$R_{c,d} = R_{b,d} + R_{s,d} \quad (11)$$

onde:

- $R_{c,d}$ - valor de dimensionamento da resistência ao carregamento de uma estaca;
- $R_{b,d}$ - valor de dimensionamento da resistência de ponta de uma estaca;
- $R_{s,d}$ - valor de dimensionamento da resistência de atrito de uma estaca (fuste).

Por sua vez, as resistências de ponta e de atrito podem ser calculados de acordo com as equações 12 e 13 respetivamente.

$$R_{b,d} = R_{b,k} / \gamma_b \quad (12)$$

$$R_{s,d} = R_{s,k} / \gamma_s \quad (13)$$

Para os quais:

- $R_{b,k}$ - valor característico da resistência de ponta de uma estaca;
- $R_{s,k}$ - valor característico da resistência de atrito de uma estaca;
- γ_b - fator de segurança para a resistência total da estaca;
- γ_s - fator de segurança para a resistência total da estaca.

Para dimensionar microestacas, só é necessário o valor de dimensionamento da resistência de atrito, ou seja, a resistência de ponta não entra para os cálculos.

Para obter o valor característico recorre-se à equação 14

$$R_{s,k} = \sum_i A_{s,i} q_{s,i;k} \quad (14)$$

onde:

- $q_{s,i;k}$ - capacidade resistente lateral.

3.2. Dimensionamento estrutural

Nos casos em que os solos apresentam terrenos brandos, com vazios, muito saturados e com potencial de liquefação e as microestacas são excessivamente carregadas, poderá ocorrer um fenómeno denominado de encurvadura que condicionará a capacidade de carga da microestaca.

A rutura de uma coluna carregada axialmente e com comportamento linear elástico pode-se dar por esmagamento, se o elemento for curto, ou por encurvadura se este for esbelto. Neste último, a rutura está condicionada pelo modulo de elasticidade, E , comprimento da microestaca e pelo momento de inércia na direção da encurvadura, I . Na Figura 36 estão ilustrados os dois elementos referidos anteriormente.

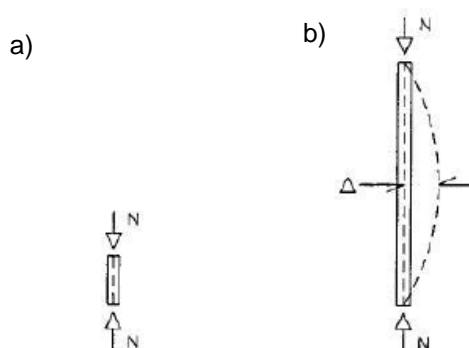


Fig. 36 - a) Elemento curto; b) Elemento esbelto[21]

O dimensionamento para o primeiro caso depende somente da força axial aplicada, não havendo efeitos de segunda ordem. Por sua vez, quando se trata de um elemento esbelto deve-se ter em conta os efeitos devidos à encurvadura da coluna, ou seja, os efeitos de segunda ordem.

A regulamentação portuguesa de projeto de estrutura adotou, por sua vez, a designação de "varejamento" quando se trata de um fenómeno de instabilidade de colunas sujeitas a flexão.

As primeiras equações desenvolvidas para calcular e representar a encurvadura só eram aplicadas para secções constantes e em meios homogéneos e elásticos-lineares.

3.2.1. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A FHWA

Se consultarmos a FHWA[1], verificamos que a resistência à compressão pode ser calculada a partir da equação 15.

$$N_{c \text{ admissível}} = 0.4 * f_{cd} * A_c + 0.47 * f_{yd} * A_s \quad (15)$$

em que:

- $N_{c \text{ admissível}}$ - carga admissível à compressão;

- f_{dc} - tensão resistente do betão;
- A_c - área de betão à compressão;
- f_{yd} - tensão resistente do aço;
- A_s - área do aço à compressão.

Quando se pretende calcular a resistência à tração através da FHWA, recorre-se à equação 16.

$$N_{t \text{ admissível}} = 0.55 * f_{yd} * A_s \quad (16)$$

onde:

- $N_{t \text{ admissível}}$ - carga admissível à tração;
- A_s - área de aço à tração.

Como se pode verificar, a FHWA considera como coeficiente de segurança para à compressão um valor de 0.47 e à tração um valor de 0.55.

É imperativo referir que os efeitos de segunda ordem não são considerados pela FHWA.

3.2.2. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO O EN 1997 - 1:2004

Quando se consulta o documento normativo EN 1997 - 1:2004 o dimensionamento geotécnico de microestacas é encaminhado para uma publicação designada por EN 14199:2001.

A resistência à compressão de uma secção mista é calculada através da equação 17

$$N_{pl,Rd} = A_s * f_{yd} + 0.85 * A_c * f_{cd} \quad (17)$$

e a resistência à tração é dada pela equação a 18

$$N_{t,Rd} = A_s * f_{yd} \quad (18)$$

em que:

- $N_{pl,Rd}$ - resistência plástica da secção à compressão;
- $N_{t,Rd}$ - resistência plástica da secção à tração;
- A_s - área de aço da secção;
- f_{yd} - tensão de cedência do aço em que o $f_y \geq 460 \text{ N/mm}^2$;
- A_c - área de betão;
- f_{dc} - Tensão resistente do betão.

3.2.3. CARGA CRÍTICA DE EULER

Esta carga pode ser designada como o valor mínimo para o qual o sistema passa de uma situação de equilíbrio estável para uma situação de equilíbrio neutro. Para valores ligeiramente superiores à carga crítica, o elemento entrará em equilíbrio instável como se pode verificar na Figura 37. A equação 19 apresenta o cálculo da carga crítica de Euler.

$$N_{cr} = EI * \left(\frac{\pi}{l_0}\right)^2 \quad (19)$$

onde:

- N_{cr} - carga crítica de Euler,
- EI - Rigidez de flexão de secção transversal da coluna. E é o módulo de elasticidade do material e o I corresponde ao momento de inércia da secção na direção da encurvadura;
- $l_0 = \alpha * l$ - em que α é o parâmetro que tem em conta a influência das condições de apoio e l corresponde ao comprimento entre articulações ou comprimento efetivo.

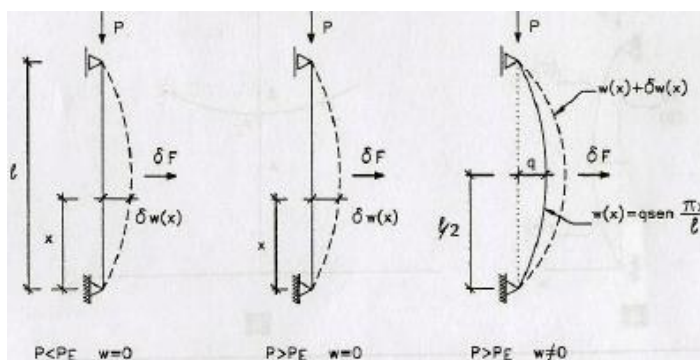


Fig. 37 - Equilíbrio estável, neutro e instável respetivamente[21]

Se as condições de apoio se modificarem, é possível continuar a utilizar a fórmula de Euler se se proceder à correção do comprimento efetivo do elemento. Na Figura 38 estão ilustrados os comprimentos efetivos segundo as condições de fronteira. Estes comprimentos consistem na distância entre os pontos de inflexão.

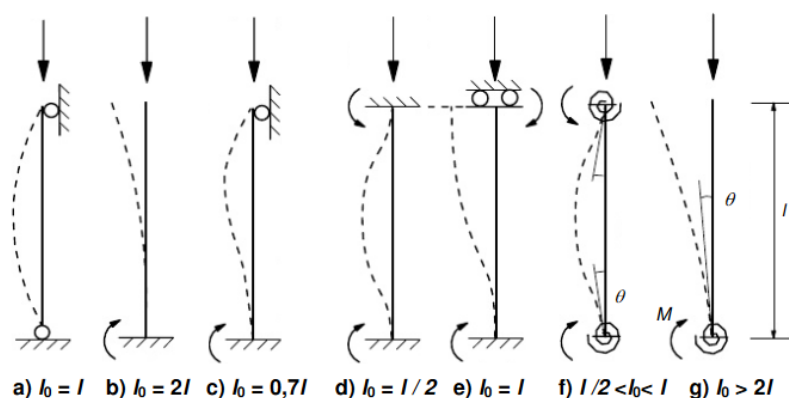


Fig. 38 - Comprimento efetivo de encurvadura dos elementos com diferentes ligações ao exterior[28]

O estado tensão associada à carga crítica de Euler é mostrado na equação 20.

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{l_0}{r}\right)^2} \quad (20)$$

em que:

- $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$ - raio de giração da secção transversa;
- $\frac{l_0}{r}$ - Coeficiente de esbelteza também é representado por λ .

Assim sendo, substituindo na equação 20 obtém-se a equação 21:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 * E}{\lambda^2} \quad (21)$$

para a qual o valor de λ é calculado a partir da equação 22

$$\lambda = \pi * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (22)$$

Com o valor de λ pode-se definir uma nova esbelteza normalizada da coluna adimensional apresentada na equação 23:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \quad (23)$$

Pode-se concluir que à medida que se aumenta l_0 ou se diminui o raio de giração da secção, a esbelteza aumenta e a tensão crítica tende para zero. Caso se tratar de um elemento curto, a esbelteza tem valores reduzidos e a tensão crítica tende para infinito. Assim sendo, pode-se concluir que a esbelteza é uma característica geométrica dos elementos lineares que representa a sensibilidade de encurvadura. A Figura 39 mostra a relação do coeficiente de esbelteza e a carga crítica de Euler.

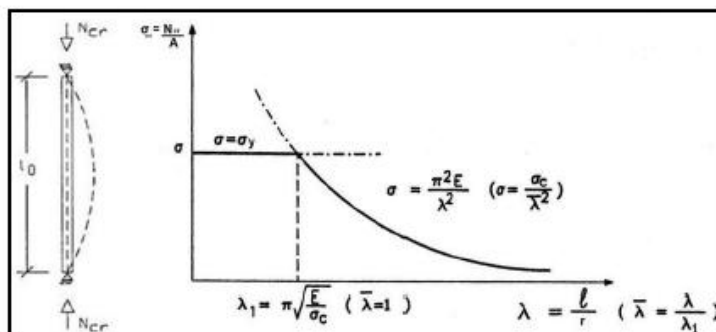


Fig.39 - Carga crítica de Euler e esbelteza[22]

Nas estruturas metálicas, o colapso ocorre devido à interação entre o fenómeno de instabilidade e plasticidade. No primeiro caso trata-se da não linearidade elástica e no segundo caso a não linearidade plástica.

As imperfeições geométricas são um aspeto bastante importante podendo gerar excentricidades de cargas que podem, por sua vez, originar deslocamentos. A sua consideração provoca efeitos nos sistemas estruturais uma vez que alteram a trajectória de equilíbrio quer seja em regime elástico ou elasto-plástico. Assim, devido a essas imperfeições, a capacidade de carga da coluna vai sofrer um decréscimo como é se pode verificar na Figura 40.

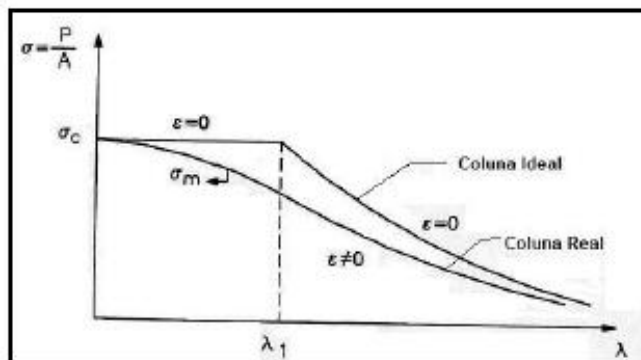


Fig. 40 - Variação da tensão crítica com a esbelteza para uma coluna ideal e real[22]

É crucial verificar a segurança para o estado limite último conhecido como Estado Limite de Encurvadura. Esta verificação depende do material, da ação atuante e, por fim, da esbelteza do elemento.

3.2.4. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 3[23].

Segundo o EC 3, um elemento deve satisfazer a a equação 24:

$$\frac{N_{ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad (24)$$

Onde o valor de cálculo da resistência à encurvadura esta apresentada na equação 25.

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (25).$$

Em que:

- γ_{M1} - Coeficiente parcial de segurança cujo valor é 1;
- χ - Fator de redução;

Consultando a Figura 41, conhecendo o valor da esbelteza normalizada e a curva de encurvadura associada, obtemos o coeficiente de redução.

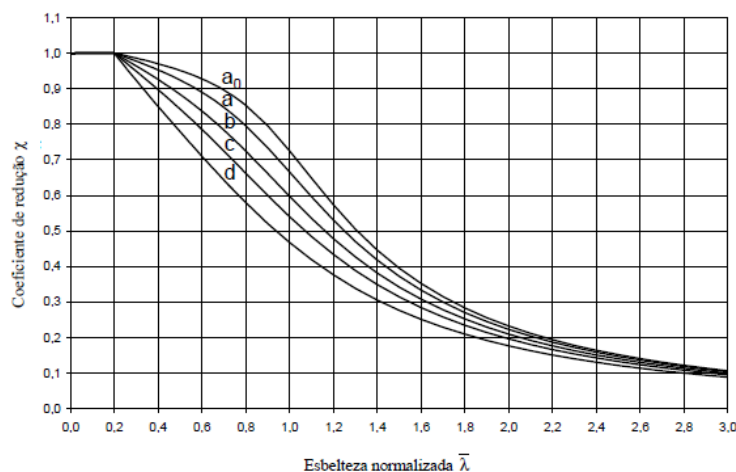


Fig. 41 - Curvas de encurvadura de acordo com o EC3[23]

Ou através das equações 26 e 27

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ mas } \chi \leq 1.0 \quad (26)$$

Onde:

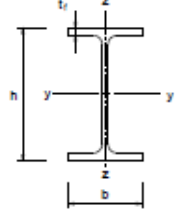
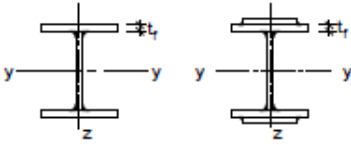

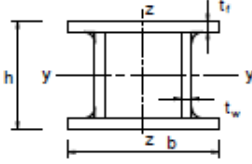
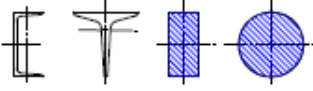

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad (27)$$

O fator de imperfeição α , pode tomar diferentes valores consoante as curvas europeias de dimensionamento à encurvadura, Figura 41,: 0.13, 0.21, 0.34, 0.49 e 0.76 para as curvas a_0 , a, b, c e

d respetivamente.

Para saber qual a curva de encurvadura correspondente, deve-se consultar o Quadro 11.

Quadro 11 - Escolha da curva de encurvadura consoante a secção da armadura segundo EC3[23]

Secção transversal		Limites	Encurva- dura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Perfis laminados		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d c
Perfis soldados		$t_f \leq 40 \text{ mm}$		y - y z - z	b c
		$t_f > 40 \text{ mm}$		y - y z - z	c d
Secções tubulares		acabadas a quente		qualquer	a a ₀
		enformadas a frio		qualquer	c c
Secções em caixa soldadas		em geral (excepto como abaixo indicado)		qualquer	b b
		soldaduras espessas: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$		qualquer	c c
Perfis U, T e secções cheias				qualquer	c c
Canais				qualquer	b b

A questão da instabilidade prende-se na determinação da carga axial admissível para um dado comprimento sem nenhum confinamento.

3.2.5. MEIO DISCRETO DE WINKLER

Neste subcapítulo defende-se que para uma análise mais completa da encurvadura nas microestacas, deve-se utilizar uma solução para a equação de uma viga assente sobre uma fundação em meio "winkler". Este solo é compreendido como um meio discreto com uma serie de molas independentes e com comportamento linear elástico[15]. Terzaghi propõe que a constante de rigidez adote valores iguais caso o solo seja argiloso sobreconsolidado e valores diferentes para solos arenosos ou lodos.

A Figura 42 mostra uma estaca embebida num solo que é representado por molas.

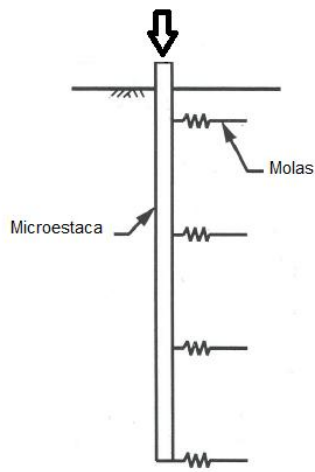


Fig. 42 - Estaca num solo representado por molas [1]

A equação 28 corresponde à determinação de valores característicos de P que provoquem a instabilidade.

$$E * I * \frac{d^4 y}{dx^4} + P * \frac{d^2 y}{dx^2} + E_s * y = 0 \quad (28)$$

No qual:

- P - carga axial;
- x - coordenada ao longo da barra;
- y - deslocamento perpendicular ao eixo da viga;
- E_s - módulo de reação lateral do solo (kN/m^2). Também pode ser designado por k ;
- EI . rigidez de flexão, normalmente considerando o aço e o betão.

No primeiro termo está apresentado a equação da viga sujeita a carga transversais; o segundo termo corresponde ao efeito da carga axial; e por último, o terceiro termo representa a reação do solo.

Timoshenko e Gere realizaram igualmente trabalhos de extrema importância para a análise do fenómeno de varejamento em que se considera uma coluna uniforme e simplesmente apoiada, assente numa fundação em meio "Winkler" como se pode verificar na Figura 43. O solo, como foi referido anteriormente, é constituído por molas independentes e com comportamento elástico e linear e a rigidez das molas é caracterizada por uma constante de proporcionalidade entre a pressão aplicada, q , e deslocamento do solo, y . Esta constante é designada por módulo de reação do solo c_f (kh).

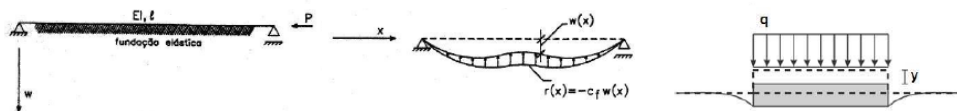


Fig. 43 - Coluna sobre uma fundação elástica, comportamento da fundação no modelo de Winkler e representação da fundação em meio de Winkler, respetivamente[22].

Para o módulo de reação constante (kh), Timoshenko (1936) desenvolveu uma fórmula que permite obter a carga crítica como está apresentado na equação 29:

$$\frac{P_{cr}}{P_E} = m^2 + \frac{\beta^2}{m^2} \quad (29)$$

A equação 30 e 31 mostram respetivamente a carga crítica de Euler e o coeficiente β .

$$P_E = \pi^2 \frac{E_p I_p}{L^2} \quad (30)$$

$$\beta = \frac{Kh \cdot d \cdot L^4}{\pi^2 \cdot E_p \cdot I_p} \quad (31)$$

A constante m é o número de semi-ondas em que a coluna se subdivide aquando a encurvadura. O parâmetro m é obtido de forma a condicionar P_{cr} a um valor mínimo. Quando $\beta=0$, P_{cr} é mínimo para $m=1$ e, assim, $P_{cr}=P_E$. À medida que β aumente, ou seja o k_h aumenta, o número de semi-ondas e P_{cr} também aumenta.

3.2.6. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO BJERRUM

Outro trabalho bastante relevante para o análise da encurvadura em microestacas [18] foi estudado por Bjerrum que cita o perigo de ocorrer a encurvadura em solos argilosos moles como "fantasmas que de vês em quando aparecem nas discussões técnicas". Esta temática tem reaparecido com a evolução das microestacas que suportam elevadas cargas, nomeadamente as do Caso1. A equação 32 mostra o cálculo de P_{cr} segundo este autor.

$$P_{cr} = \pi^2 \frac{EI}{l^2} + E_s \frac{l^2}{\pi^2} \quad (32)$$

para o quais:

- E - módulo de elasticidade do material da microestaca;
- I - momento de Inércia mínimo da estaca;
- L - comprimento livre da estaca;
- E_s - módulo de deformabilidade do solo.

O primeiro termo refere-se à equação de Euler para encurvadura em colunas e o segundo consiste na contribuição do solo para o confinamento.

A profundidade crítica que leva ao valor mínimo de P_{cr} é definida pela equação 33.

$$l_0 = \pi * \sqrt[4]{\frac{EI}{E_s}} \quad (33)$$

Ao substituir a equação 33 na equação 32 obtém-se uma nova equação para determinar P_{cr} apresentada na equação 34:

$$P_{cr} = 2 * \sqrt{E_s * E * I} \quad (34)$$

Bjerrum concluiu que no dimensionamento de uma estaca, a instabilidade por flexão apenas é um perigo quando a carga de compressão aplicada que leva à cedência do material excede a carga crítica como mostra a equação 35.

$$P_{cr} \leq \sigma_{max} * A \quad (35)$$

em que:

- σ_{max} - tensão de cedência d material da estaca. No caso de estacas de aço, esta tensão é igual a f_y ;
- A - área de secção transversal da estaca.

Ao combinar as duas equações acima representadas obtém-se a equação 36.

$$\frac{I}{A^2} \leq \frac{\sigma_{max}^2}{4 * E_s * E} \quad (36)$$

Ao longo do seu estudo, Bjerrum avaliou várias secções para a armadura, como foi dito anteriormente, e chegou à conclusão que um material que apresentasse uma tensão de cedência que ronde os 360 MPa, um módulo de deformabilidade de 200 GPa e um módulo de reação do solo de 500 kPa (E_s), não estava em perigo de sofrer encurvadura. Este perigo torna-se real para barras de aço pequenas dimensões e em aços de alta resistência pois estão sujeitos a maiores cargas.

É conveniente expressar a equação 37:

$$E_s \leq \frac{1}{\left(4 * \frac{1}{A^2}\right) * \left(\frac{E}{f_y^2}\right)} \quad (37)$$

Onde:

- A - área da secção transversal da estaca;
- f_y - tensão de cedência do material.

No denominador, o primeiro termo corresponde às propriedades geométricas da estaca e o segundo termo representa as propriedades do material da estaca. Estes dois termos juntos são designados por "coeficiente de estaca". O valor de E_s é conhecido como o valor crítico de deformabilidade do solo.

É possível afirmar que quando este valor, (E_s^{limite}), é inferior ao módulo de deformabilidade corrente do solo, a capacidade resistente da microestaca em relação a esforço axiais será controlado no que se refere à capacidade estrutural e geotécnica. Por sua vez, se o valor crítico for superior ao módulo de deformabilidade do solo, a encurvadura deverá ser tida em conta no dimensionamento.

O módulo de deformabilidade e o "coeficiente de estaca" podem ser representados num gráfico em escala logarítmica como mostra a Figura 44. É importante referir que o módulo de deformabilidade do solo está em unidades ksi (kilopound per square inch) e o coeficiente de microestaca em in^2/kip .

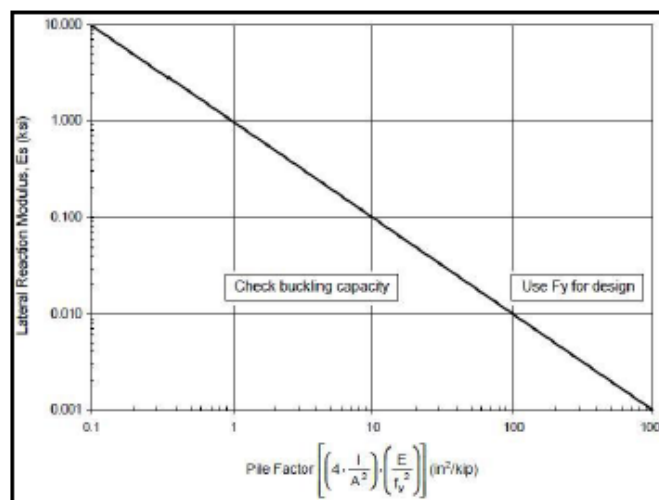


Fig.44 - Gráfico que representa a encurvadura de microestacas sujeitas a cargas concentradas[8]

Se uma microestaca carregada está representada no lado direito do gráfico significa que a rutura acontecerá antes do varejamento, ou seja, por esforço normal. Se a microestaca carregada estiver representada no lado esquerdo do gráfico, conclui-se que o varejamento ocorrerá antes da rutura por compressão.

Esta figura pode então ser uma ferramenta de ajuda para determinar a susceptibilidade de uma microestaca à encurvadura.

É importante referir que este gráfico adota uma microestaca com secção constante e não existe nenhuma força lateral nem momento fletor impostos, com um módulo de deformabilidade constante ao longo do fuste e com comportamento elástico-linear do material. Não trata casos em que a estaca não é inicialmente reta, com secções transversais variáveis, com cargas excêntricas e com um módulo de deformabilidade variável com a profundidade.

Este processo não tem em consideração a contribuição da calda de cimento para a estabilização da microestaca. Esta aumenta a rigidez estrutural da estaca pois aumenta a área bruta. Para além disso, quando se efectua a injeção de calda de cimento sob pressão para a execução do bolbo de selagem

pode aumentar a rigidez e a resistência dos solos à volta desta.

A calda de cimento pode igualmente melhorar o solo que envolve a microestaca, aumentando assim a área de contacto entre esta e o solo.

3.2.7. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO POULOS E DAVIS

Davisson (1963) também contribuiu para o estudo do fenómeno de encurvadura nas microestacas com várias condições de fronteira e com o módulo de reação constante. A partir das equações 38 e 39 e 40 e da consulta da Figura 45 [24], é possível obter o valor da carga crítica.

$$U_{cr} = \frac{P_{cr} R^2}{E_p I_p} \quad (38)$$

$$R = \sqrt[4]{E_p I_p / k_h d} \quad (39)$$

$$l_{mas} = L/R \quad (40)$$

Compreende-se que R é um comprimento elástico e L é o comprimento da microestaca até ao bolbo de selagem.

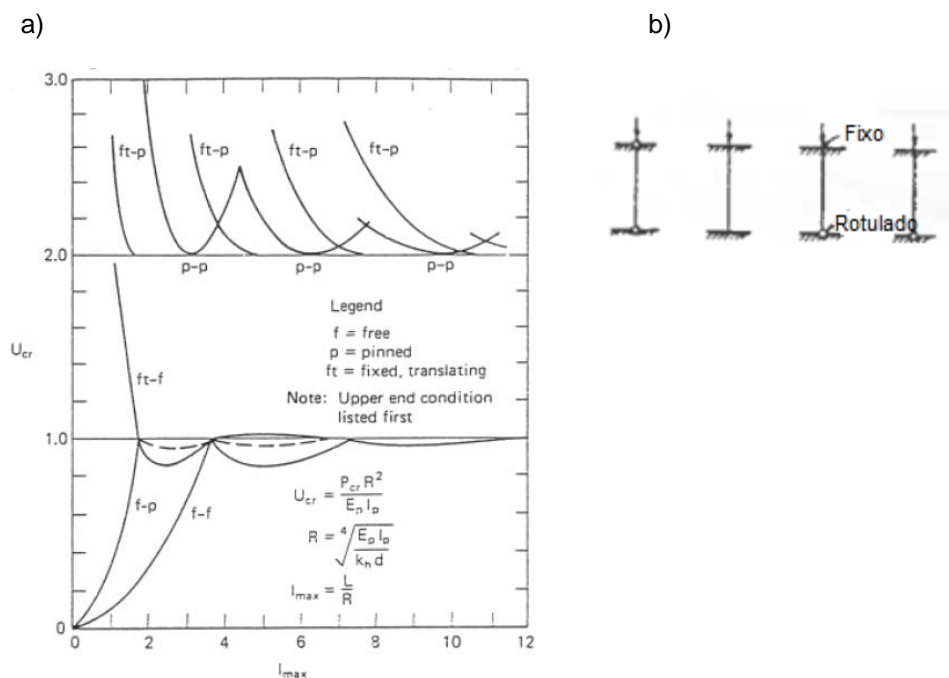


Fig. 45 - a) Encurvadura vs comprimento da estaca para k_h constantes; b) Condições de fronteira [24]

Uma solução alternativa foi dada por Francis et al. (1965) e Toakley (1965) em que a estaca está encastrada e tem um comprimento equivalente l_e . Assim sendo a carga crítica é calculada pela equação 41.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_p I_p}{l_e^2} \quad (41)$$

O comprimento equivalente é em função das condições de fronteira no topo e na base da microestaca.

Com a equação 42 calcula-se l' .

$$l' = \sqrt[4]{\frac{\pi^4 E_p I_p}{k_h d}} \quad (42)$$

Ou, de forma mais simplificada pode-se calcular l' através da equação 43.

$$l' = \pi R \quad (43)$$

Onde R é calculado através da equação 39.

As soluções para l_e/l' estão apresentadas na Figura 46.

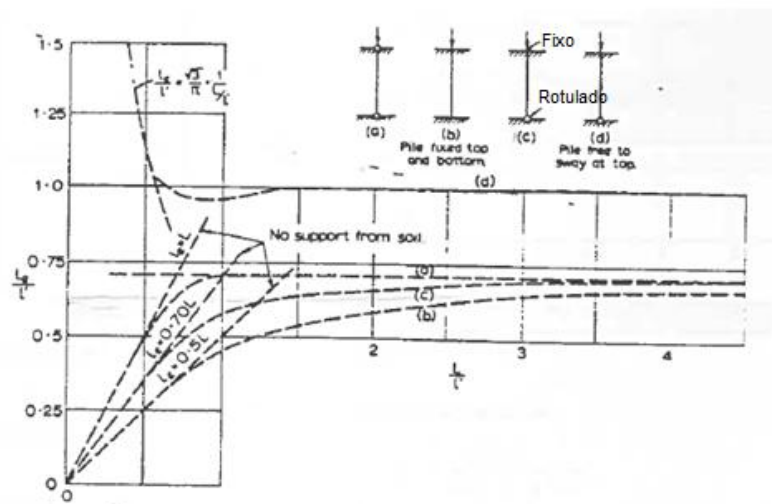


Fig. 46 - Microestaca com diferentes condições de fronteira e l_e/l' vs L/l'

Davisson estudou também casos em que o k_h é linearmente variável, nomeadamente para $k_h = n_h z/d$, onde d é o diâmetro da microestaca, z é profundidade a que se encontra a microestaca e n_h o coeficiente de reação do subsolo. As equações 44, 45 e 46 mostram como se pode obter a carga crítica.

$$V_{cr} = \frac{P_{cr}T}{E_p I_p} \quad (44)$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \quad (45)$$

$$Z_{max} = \frac{L}{T} \quad (46)$$

Mais uma vez o L corresponde ao comprimento da microestaca até ao bolbo de selagem e T corresponde a um comprimento elástico.

Novamente neste caso, as condições de fronteira são deveras importantes como se pode verificar na Figura 47.

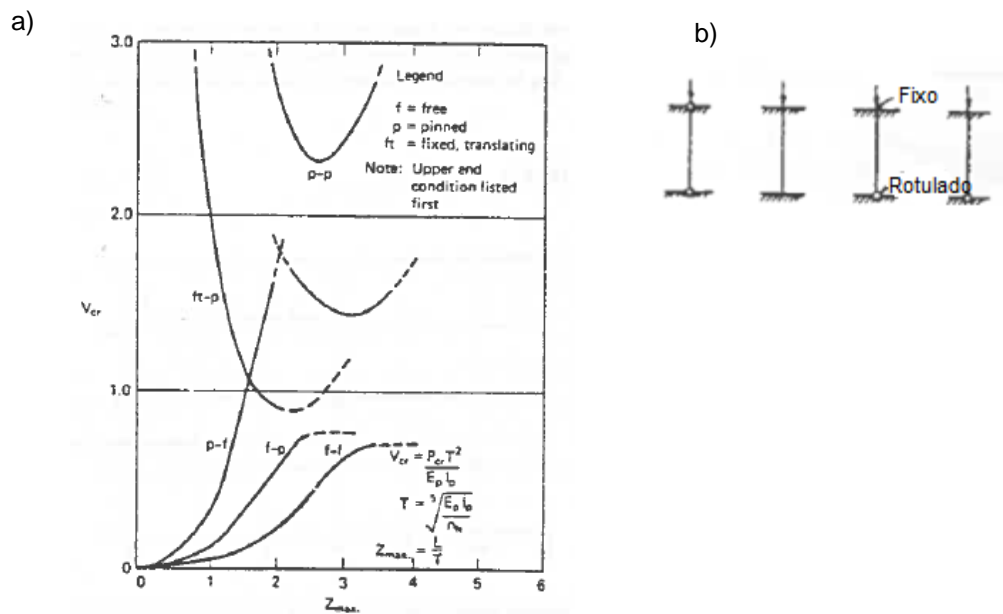


Fig. 47 - a) Encurvadura vs comprimento para $kh=n_h z/d$; b) Condições de fronteira

Seguindo o exemplo acima, ao obter o valor de V_{cr} através das condições de fronteira e do cálculo do Z_{max} , é possível calcular o valor da carga crítica.

A Figura 48 mostra a variação do coeficiente de reação com a profundidade numa situação proposta por Terzaghi e numa situação real.

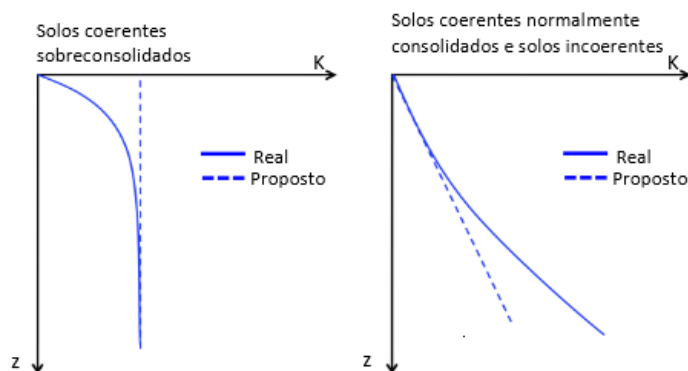


Fig. 48 - Variação com a profundidade do coeficiente de reação do solo[25].

Os casos apresentados anteriormente são para microestacas totalmente enterradas. Contudo existem casos em que as microestacas apresentam-se parcialmente enterradas. Na Figura 49 está apresentado um esquema ilustrativo e uma fotografia deste tipo de casos.

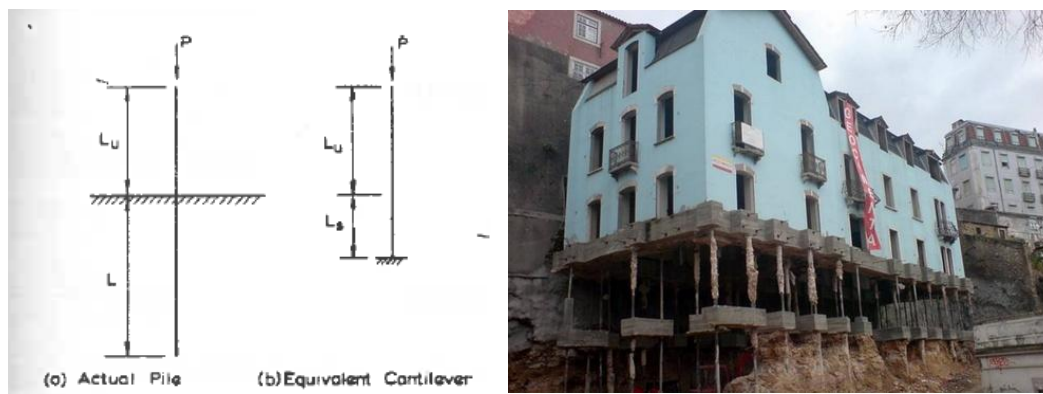


Fig. 49 - Microestaca parcialmente enterrada

É possível constatar que existem dois tipos de comprimentos:

- L_u - comprimento da microestaca não suportado;
- L_s - comprimento livre equivalente enterrado.

Para soluções com k_h constantes Davisson e Robisson (1965) apresentaram as equações 47, 48 e 49 como solução para esta situação.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_p I_p}{4(S_R + J_R)^2 R^2} \quad (47)$$

$$S_R = \frac{L_s}{R} \quad (48)$$

$$J_R = \frac{L_u}{R} \quad (49)$$

Novamente, R está definido na equação 39.

Através da Figura 50, com o cálculo de J_R e sabendo as condições de fronteira da microestaca, é possível retirar valor de S_R e conseqüentemente o valor do comprimento livre equivalente enterrado.

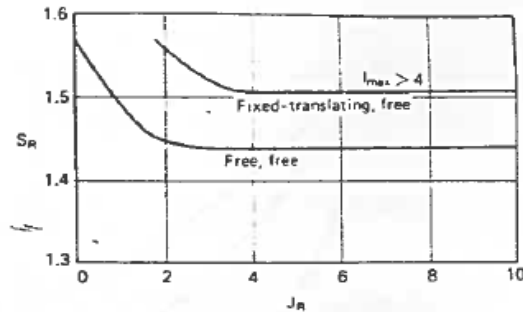


Fig. 50 - Profundidade fixa adimensional para kh constante

Mais uma vez, Davisson e Robinson (1965) estudaram soluções para a variação linear do k_h apresentando as equações 50, 51 e 52.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_p I_p}{4(S_T + J_T)^2 T^2} \quad (50)$$

$$S_T = \frac{L_s}{T} \quad (51)$$

$$J_T = \frac{L_u}{T} \quad (52)$$

Repetidamente, para esta situação, obtém-se o valor de L_s recorrendo à Figura 51. Calculado o valor de J_T e conhecendo as condições de fronteira, obtém-se S_T e posteriormente o comprimento equivalente não suportado.

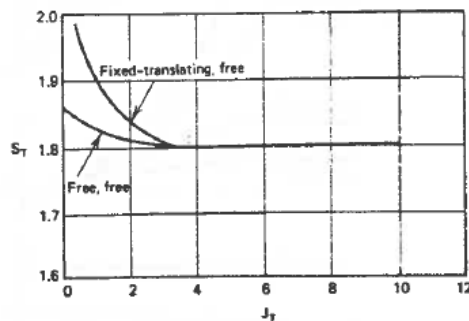


Fig. 51 - Profundidade fixa adimensional para kh variáveis

Winkler assumiu o comportamento do solo como elástico linear, no entanto tal não acontece como se

verifica na Figura 52. Diferentes autores, como por exemplo McClelland e Focht (1956), apresentaram alternativas a este modelo, considerando que o solo é caracterizado por molas mas admitindo um comportamento não linear. Daí resultaram as curvas p - y que representam a reação do solo com o deslocamento[25].

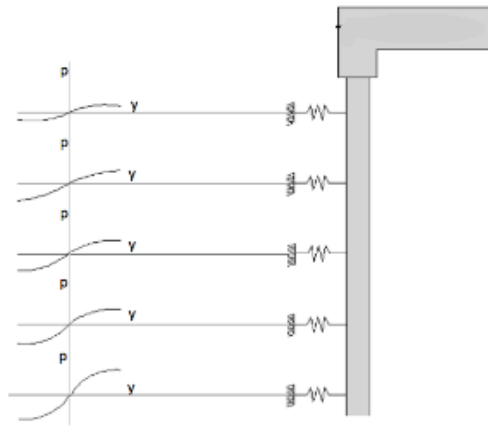


Fig. 52 - Método das curvas p - y [25]

Estas curvas são obtidas experimentalmente através de ensaios de carga de carregamento lateral e posterior uso de métodos teóricos para se obter as relações essenciais à definição das curvas. Nestes ensaios recorre-se à obtenção dos diagramas de momentos da estaca com recurso a instrumentação, determinando a curvatura das p - y através da dupla integração.

A escolha do módulo de reação lateral do solo é da inteira responsabilidade do projetista, baseadas nas condições geológicas em causa e do nível de carga.

3.3. Casos especiais

3.3.1. MICROESTACAS EM TERRENOS CÁRSICOS

Quando os terrenos em causa são cársicos, o projeto exige metodologias bem planeadas. Estes tipos de terrenos são caracterizados pela dissolução química das rochas, também designado por corrosão. É necessário uma correta avaliação da zona em estudo, ou seja, é de extrema importância caracterizar as diversas formações existentes em terrenos deste tipo pois o seu zonamento litoestratigráfico pode variar em pequenas extensões. Como se pode ver na Figura 53, é corrente o aparecimento de cavernas, vales secos, rios subterrâneos e paredões rochosos expostos.

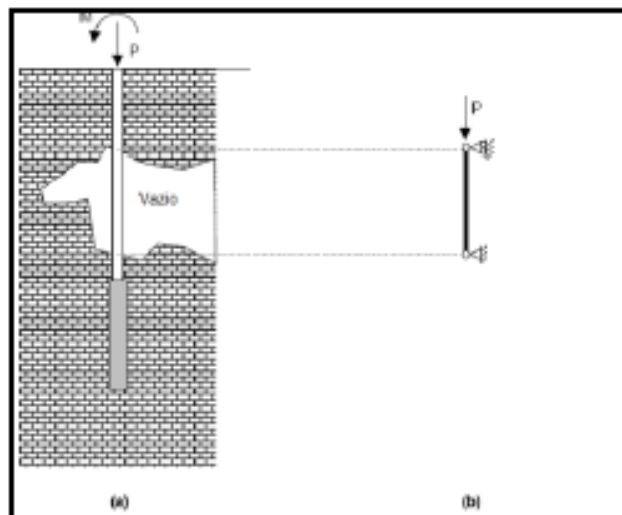


Fig. 53 - Microestaca em terreno cársticos: (a) configuração atual, (b) modelo utilizado para estimar a capacidade estrutural[24]

A parte da estaca que atravessa o vazio deve ser analisada como um modelo duplamente encastrado, encastrado- apoiado ou apoiado-apoiado.

Quando se utilizam microestacas neste tipo de terrenos é crucial considerar alguns factores como por exemplo o transporte da carga pelo maciço rochoso. A capacidade estrutural da microestaca deve ser, neste caso, verificada através dos procedimentos que se utiliza no dimensionamento de colunas de aço.

Para evitar o fenómeno de varejamento deve-se reforçar as ligações, ou então encher o vazio com calda de cimento. Esta última hipótese deixa de ser vantajosa quando o vazio é de grandes dimensões.

3.3.2. MICROESTACA EM TERRENOS DENSOS E COESOS.

Neste tipo de terrenos, pode-se criar uma abertura anelar em redor da microestaca durante o processo de furação, como está ilustrado na Figura 54, esta pode-se manter por um período de tempo significativo.

Devido ao efeito de arco, o diâmetro de furo pode aumentar sendo importante preencher esse espaço com calda de cimento.

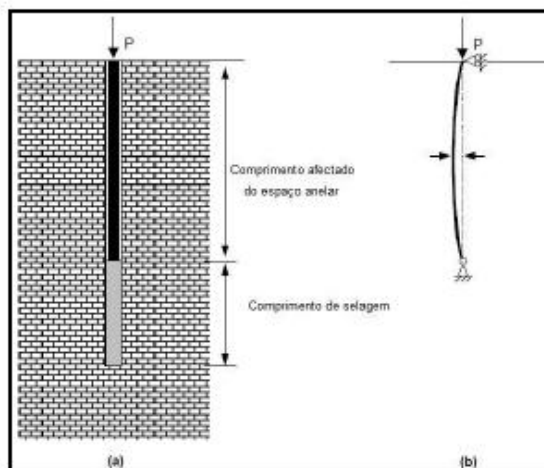


Fig. 54 - Deformação devido à abertura anelar: (a) configuração real, (b) modelo simplificado[24].

Quando a carga na estaca é centrada e vertical, conclui-se a partir de experiências anteriores, que a abertura anelar não compromete a capacidade estrutural. Contudo, através de análises convencionais para o dimensionamento, é quase certo que tem que se limitar as tensões admissíveis de compressão.

4

CONSTRUÇÃO DA FERRAMENTA DE CÁLCULO

Esta ferramenta foi construída através de uma interface gráfica, gravada na linguagem de programação Visual Basic for Applications no Microsoft Office Excel. A ferramenta funciona com macros que permitem realizar operações repetitivas poupando, desta forma, bastante tempo e trabalho ao utilizador. O engenheiro preenche os dados pedidos e após carregar no start, realizam-se operações para se obter a carga máxima tanto ao nível geotécnico como estrutural. Também é possível saber a classe da secção, o comprimento de encurvadura ou o comprimento equivalente enterrado (caso se trate de uma microestaca parcialmente enterrada) e a segurança à encurvadura. São, portanto informações bastante relevantes e imperativas para um projeto de microestacas. É fornecido um *layout* com os resultados obtidos que posteriormente pode ser imprimido e fazer parte da memória descritiva da obra.

É importante referir que embora no capítulo anterior foram apresentadas soluções para cargas axiais, nesta ferramenta também se faz a verificação de segurança à flexão composta.

4.1. Página de cálculo

A base de cálculo para o dimensionamento geotécnico foi o Eurocódigo 7[20] e para o dimensionamento estrutural, o Eurocódigo 3[23]. Desta forma, para o primeiro caso foram utilizadas as equações 11, 13 e 14, no segundo caso as equações 25, 26 e 28 anteriormente apresentadas.

Para se obter o valor da capacidade resistente lateral, consultaram-se os ábacos de Bustamante e Doix apresentados nas fig. 33 e 34. O projetista necessita igualmente do valor do comprimento equivalente, logo foi utilizado na interface o gráfico da Figura 46 como base de cálculo do L_e .

É igualmente importante fazer uma classificação da secção em causa[14], pois esta classificação representa a forma como a resistência e a capacidade de rotação de uma secção são influenciadas pela encurvadura local. Segundo o EC3-1-1 existem 4 classes, no entanto, as secções tubulares classificam-se em:

- **Classe 1** - podem formar uma rótula plástica cuja a capacidade de rotação é superior à mínima exigida para a utilização de métodos plásticos de análise;

- **Classe 2** - é possível atingir o momento plástico, mas têm uma capacidade de rotação limitada;
- **Classe 3** - a tensão na fibra extrema mais comprimida do elemento de aço pode atingir o valor da tensão de cedência, contudo, o momento plástico poderá não ser atingido por causa da encurvadura local.

Na Figura 55 está apresentado o comportamento à flexão das classes 1 a 4.

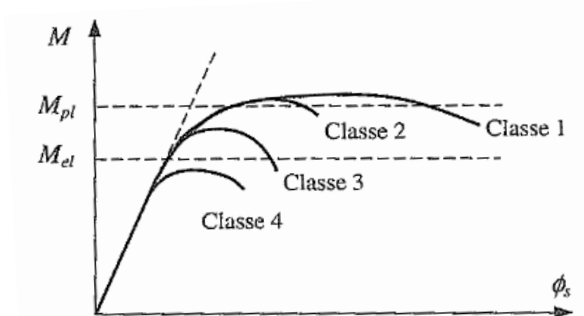



Fig.55 - Comportamento de secções à flexão[14]

O M_e M_{pl} representam respetivamente o momento elástico e plástico da secção. Este último corresponde ao momento fletor que plastifica totalmente a secção. O colapso plástico de estruturas submetidas principalmente a esforços de flexão, resume-se na transformação da estrutura num mecanismo devido à formação de sucessivas rótulas plásticas. O processo de formação de uma rótula plástica implica uma fase elástica, até se atingir M_e , e uma fase elasto-plástica, até M_{pl} ser atingido.

Para se proceder à classificação são necessárias algumas relações entre o diâmetro e a espessura do tubo como mostra o Quadro 12.

Quadro 12 - Relação máxima comprimento-espessura em secções tubulares[14]

<div>Secções tubulares</div> 						
Classe	Secção em flexão e/ou compressão					
1	$\frac{c}{d} \leq 50\varepsilon^2$					
2	$\frac{c}{d} \leq 70\varepsilon^2$					
3	$\frac{c}{d} \leq 90\varepsilon^2$					
NOTA: Para $c/d < 90 \varepsilon^2$ ver EN 1993-1-6						
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355	420	460
	ε	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71
	ε^2	1.00	0.85	0.66	0.56	0.51

Sendo que a classe da secção é tida em conta através do parâmetro ξ onde f_y é a tensão de cedência

Uma vez que após uma pesquisa exaustiva, não se encontrou informação sobre os coeficientes parciais de segurança de microestacas, optou-se adotar como alternativa os valores correspondentes a estacas cravadas, 1.3, ou ancoragens pré-esforças definitivas, 1.1. A escolha é da responsabilidade do projetista.

É importante referir que no cálculo do coeficiente de reação do solo, k_h , o diâmetro usado é o do furo e no calculo do R é o da microestaca.

No que se refere ao dimensionamento à flexão composta, é necessário garantir a condição apresentada na equação 53

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad 53$$

Onde M_{Ed} é o valor de cálculo do momento fletor atuante e $M_{N,Rd}$ o valor de calculo do momento fletor resistente reduzido relativo ao esforço axial.

Uma vez que a secção metálica utilizada é a tubular, o momento fletores plásticos reduzidos são obtidos a partir da equação 54.

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,Rd}(1 - n^{1.7}) \quad 54$$

em que o parâmetro n pode ser calculado através da equação 55 onde $N_{pl,Rd}$ corresponde ao valor de cálculo do esforço axial resistente.

$$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd} \quad 55$$

Para a estabilidade à encurvadura por flexão e lateral, há que obedecer à equação 56.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1.0 \quad 56$$

N_{Ed} é o valor de cálculo do esforço axial de compressão e $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ os valores dos momentos fletores máximos atuantes em torno de y e z . Uma vez que a secção tubular é simétrica, os momentos em torno de y e z são iguais. Tendo em conta que a secção só pode ser das classes 1, 2 ou 3, os acréscimos de momentos fletores, $\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$, devido à variação do centro de gravidade não existem. Para um elemento não sofrer deformações de torção, a constante de torção tem de ser maior que o momento de inércia, ou seja $I_T \geq I_y$, contudo, como anteriormente foi referido a ferramenta de cálculo está programada para secções tubulares sendo que estas não são susceptíveis de sofrer torção[14]. Devido a este facto, não é necessário verificar a encurvadura lateral e assim sendo $\chi_{LT} = 1.0$.

Os valores de N_{Rk} e $M_{y,Rk}$ são calculadas a partir das equações 57e 58 respetivamente.

$$N_{Rk} = f_y A_i \quad 57$$

$$M_{y,Rk} = f_y W_i \quad 58$$

Para o calcular o W_i , A_i deve-se consultar o Quadro 13.

Quadro 13 - Valores de cálculo de N_{Rk} , M_i , R_k e $\Delta M_{i,Ed}$ [14]

Classe	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{peff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$


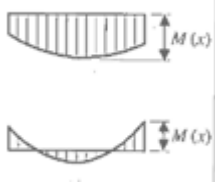


Para o cálculo dos fatores de interação, k_{yy} e k_{yz} , optou-se por seguir o Método 1. O Quadro 14 serve como auxílio a estes cálculos.

Quadro 14 - Fatores de integração k_{ij} segundo o método 1[14]

Fatores de interação	Hipóteses de cálculo	
	Propriedades elásticas das secções (Classe 3 ou 4)	Propriedades plásticas das secções (Classe 1 ou 2)
K_{yy}	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{c_{yy}}$
K_{yz}	$C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{my} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{yz}} 0.6 \sqrt{\frac{w_z}{w_y}}$
K_{zy}	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{zy}} 0.6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}}$
K_{zz}	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{my} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{zz}}$

Nos Quadros 15,16 e 17 auxiliam igualmente nos diversos cálculos para a verificação da estabilidade à flexão composta.

Quadro 15 - Coeficientes de momento uniforme equivalente $C_{mi,0}$ [27]

Diagrama de momentos	$C_{mi,0}$
	$C_{mi,0} = 0.79 + 0.21\psi_i 0.36(\psi_i - 0.33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
	$C_{mi,0} = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI_i \delta_x }{L^2 M_{i,Ed}(x) } - 1 \right) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$ <p> $M_{i,Ed}(x)$ é o máximo momento $M_{y,Ed}$ ou $M_{z,Ed}$ (1ª ordem); δ_x é o máximo deslocamento δ_z (devido a $M_{y,Ed}$) ou δ_y (devido a $M_{z,Ed}$) ao longo do elemento </p>
	$C_{mi,0} = 1 - 0.18 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
	$C_{mi,0} = 1 + 0.03 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$

 Quadro 16 - Termos auxiliares para o cálculo dos fatores de interação k_{ij} do quadro anterior[14]

Termos auxiliares

$$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}; \mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}; w_y = \frac{w_{pl,y}}{w_{el,y}} \leq 1.5; w_z = \frac{w_{pl,z}}{w_{el,z}} \leq 1.5$$

$n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}}; a_{Lt} = 1 - \frac{I_T}{I_y} \geq 1.5$; C_{my} e C_{mz} são coeficientes de momento uniforme equivalente, avaliados com base nos coeficientes $C_{mi,0}$ indicados no Quadro 15.

E, secções de classe 3 ou 4 deve considerar-se $w_y = w_z = 1.0$ (informação não constante do EC3-1-1).

$$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - \frac{1.6}{w} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1.6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 \right) n_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$$

$$\text{Com } b_{LT} = 0.5 a_{LT} \bar{\lambda}_0^2 \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{pl,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}}$$

$$C_{yz} = 1 + (w_z - 1) \left[\left(2 - 14 \frac{C_{mz} \bar{\lambda}_{max}^2}{w_z^5} \right) n_{pl} - c_{LT} \right] \geq 0.6 \sqrt{\frac{w_z}{w_y}} \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$$

$$\text{Com } c_{LT} = 10 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^2}{5 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$$

$$C_{zy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - 14 \frac{C_{my} \bar{\lambda}_{max}^2}{w_y^5} \right) n_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0.6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$$

$$\text{Com } d_{LT} = 2 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^2}{0.1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{C_{mz} M_{pl,z,Rd}}$$

$$C_{zz} = 1 + (w_z - 1) \left[\left(2 - \frac{1.6}{w} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1.6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 \right) - e_{LT} \right] n_{pl} \geq \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$$

$$\text{Com } e_{LT} = 1.7 \frac{\bar{\lambda}_0^2}{0.1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$$

$$\bar{\lambda}_{max} = (\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z);$$

$\bar{\lambda}_0$ = esbelteza normalizada relativa a encurvadura lateral com momento fletor uniforme, ou seja, fazendo $\psi_y = 1.0$ no quadro 16;

$\bar{\lambda}_{LT}$ = esbelteza normalizada realizada relativa à encurvadura lateral:

Se $\bar{\lambda}_0 \leq 0.2\sqrt{C_1}^4 \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}$: $C_{my} = C_{my,0}$; $C_{mz} = C_{mz,0}$; $C_{mLT} = 1$

Se

$\bar{\lambda}_0 > 0.2\sqrt{C_1}^4 \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}$: $C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \frac{\sqrt{\xi_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\xi_y} a_{LT}}$; $C_{mz} = C_{mz,0}$; $C_{mLT} = C_{my}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} \geq 1$;

$C_1 = \left(\frac{1}{k_c}\right)^2$, sendo k_c obtido a partir do quadro 15 (quadro 6.6 do EC3 - 1-1);

C_{mio} = coeficiente indicado no Quadro 14;

$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}}$ em secções 1,2,3;

$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A_{eff}}{W_{eff,y}}$ em secções 4;

$N_{cr,y}$ é a carga crítica de encurvadura elástica por flexão em torno de y;

$N_{cr,z}$ é a carga crítica de encurvadura elástica por flexão em torno de z;

$N_{cr,T}$ é a carga crítica de encurvadura por torção;

I_T é a constante de torção uniforme ou torção de St. Venant;

I_y é o momento de inércia em torno de y

Quadro 17 - Fatores de correção k_c [14]

Diagrama de momentos	k_c
	1.0
	1
	$1.33 - 0.33 * \psi$
	0.94
	0.90
	0.91
	0.86
	0.77
	0.82

Na Figura 56 está apresentado a entrada onde os projetista preenchem o dados necessário. A figura mostra todos os dados pedidos.

Dimensionamento de Microestacas

Dimensionamento Estrutural

Compressão

$f_y =$ MPa

$E =$ MPa

$I =$ cm⁴

$t =$ mm

Fator de imperfeição

Flexão Composta

$M_{ed} =$ kN

$M_{ed} =$ kN.m

$W_{pl,y} =$ cm³

$W_{el,y} =$ cm³

$M_{y,Ed,Topo} =$ kN.m

$M_{y,Ed,Base} =$ kN.m

$IT =$ cm[^]

Condições de fronteira

Dimensionamento Geotécnico

Fator de Segurança Parcial

$E_s =$ MPa

$\alpha =$

$L =$ m

$L_u =$ m

$\phi =$ m

$\phi_{furo} =$ m

$A =$ m²

$E =$ MPa

$I =$ cm⁴

Injeção

$L_{bolbo} =$ m

$N_{60} =$

Fig.56 - Entrada da ferramenta de cálculo.

Como referido anteriormente nesta dissertação, uma vez que a secção tubular da classe de aço N80 é a mais utilizada em Portugal, a interface gráfica foi construída somente para microestacas com esta secção metálica.

Após "clique" no start, todos os cálculos são resolvidos numa folha de excel previamente programada, resultando o *layout* apresentado na Figura 57 com os resultados obtidos. Mais uma vez, só aparecem os resultados escolhidos resultantes da escolha de dimensionamento do projetista.

Resultados Finais

Dimensionamento Estrutural

$N_b, R_d =$ **kN**

Classe da secção

$M_{N,y}, R_d = M_{N,z}, R_d =$ **kN.m**

estabilidade da secção ☐

Condições Fronteira

Dimensionamento Geotécnico

$R_{sd} =$ **kN**

$P_{cr} =$ **kN**

$L_e =$ **m**

$L_s =$ **m**

Print

Fig.57 - Layout da ferramenta de cálculo

Após "clique" em Print, esta imagem dirige-se para um pdf com a data e a hora da realização da tarefa e posteriormente pode ser impresso

4.2. Estudo paramétrico

Nesta fase, achou-se importante realizar alguns estudos paramétricos como exemplos de possíveis dimensionamentos. O objetivo é poder validar a ferramenta construída com diferentes exemplos.

4.2.1. VALIDAÇÃO DA FERRAMENTA

Primeiramente, foi escolhido um exemplo que foi calculado na ferramenta de cálculo, mas também analiticamente como forma de validar o processo.

Neste exemplo, somente se dimensionou à compressão com os seguintes dados:

- estaca encastrada na base e articulada no topo (Estaca 1);
- 10 metros de comprimento cujo 4 são do bolbo;
- injeção IRS em solo arenoso grosso;
- Factor de segurança 1.3;
- $f_y = 275 \text{ MP}_a$ [14];
- $E = 210000 \text{ MP}_a$;

- $I = 154 \text{ cm}^4$ [266];
- $E_s = 2 \text{ MPa}$;
- $\phi = 0.0889 \text{ m}$ [26];
- $\phi_{\text{furo}} = 0.2 \text{ m}$;
- $t = 7.1 \text{ mm}$;
- $A = 0.00182 \text{ m}^2$ [26];
- $\overline{N60} = 40$ no bolbo;
- fator de imperfeição $a = 0.21$;
- $\alpha = 1.4$;
- $N_{Ed} = 965 \text{ N}$;
- $M_{Ed} = 67.5 \text{ N.m}$;
- $W_{el,y} = 34.6 \text{ cm}^3$ [26];
- $W_{pl,y} = 47.6 \text{ cm}^3$ [26];
- $I_T = 308 \text{ cm}^4$ [26].

Constatou-se que em ambos os processos os valores foram iguais e assim sendo podemos concluir que a ferramenta de cálculo foi programada corretamente.

Na Figura 58 está apresentado a ferramenta com os dados introduzidos.

Dimensionamento de Microestacas

Totamente Enterrada

Dimensionamento Estrutural

$f_y = 275 \text{ MPa}$

$E = 210000 \text{ MPa}$

$I = 154 \text{ cm}^4$

$t = 7.1 \text{ mm}$

Fator de imperfeição: a

Flexão Composta

$N_{ed} = 965 \text{ kN}$

$M_{ed} = 67.5 \text{ kN.m}$

$W_{pl,y} = 47.6 \text{ cm}^3$

$W_{el,y} = 34.6 \text{ cm}^3$

$M_{y,Ed,Topo} = 67.5 \text{ kN.m}$

$M_{y,Ed,Base} = -33.8 \text{ kN.m}$

$I_T = 308 \text{ cm}^4$

Condições de fronteira

Estaca1

0.7 L

Dimensionamento Geotécnico

$E_s = 2 \text{ MPa}$

$\alpha = 1.4$

$L = 10 \text{ m}$

$\phi = 0.0889 \text{ m}$

$\phi_{furo} = 0.2 \text{ m}$

$A = 0.00182 \text{ m}^2$

$E = 210000 \text{ MPa}$

$I = 154 \text{ cm}^4$

Fator de Segurança Parcial: Estacas Cravadas = 1.3

Injeção: Areia IRS

$L_{bolbo} = 4$

$N60 = 40$

Start Exit Print

Fig.58- Dados do exemplo de validação

Por sua vez, a Figura 59 mostra o *layout* que resulta dos dados introduzidos.

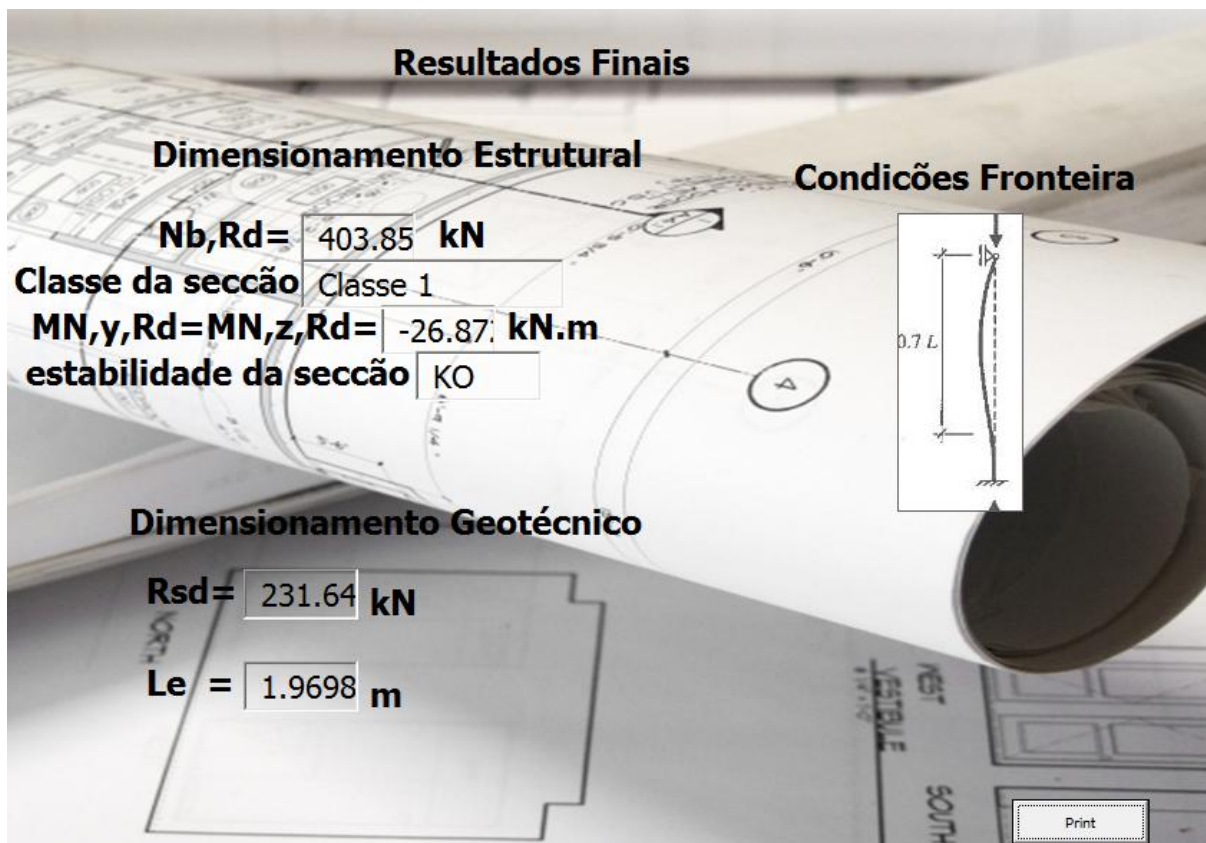


Fig.59 - Resultados do exemplo de validação

Os resultados obtidos mostram que a secção em estudo não verifica a estabilidade à flexão. Verifica-se que o valor de dimensionamento resistente ao atrito lateral menor que o valor de cálculo resistente à encurvadura. É igualmente possível verificar que o valor do momento fletores plásticos reduzidos é negativo.

Os resultados obtidos analiticamente foram iguais podendo assim validar a ferramenta. Estes cálculos estão apresentados no anexo 1.

4.2.2. ESTUDO PARAMÉTRICO 1

Após validação, são feitos alguns estudos paramétricos onde se estudam microestacas com diferentes características. Neste primeiro estudo apenas se aumentou o diâmetro da microestaca, que altera automaticamente outras características desta, e a tensão de cedência para analisar se a secção é estável quando sujeita a flexão composta:

- $f_y = 355 \text{ MPa}$;[14]
- $I = 676 \text{ cm}^4$ [26];
- $\phi = 0.1413 \text{ m}$ [26];
- $A = 0.00299 \text{ m}^2$ [26];
- $W_{el,y} = 95.6 \text{ cm}^3$ [26];

- $W_{pl,y} = 128 \text{ cm}^3$ [26];
- $I_T = 1352 \text{ cm}^4$ [26].

A Figura 60 apresenta os dados deste primeiro estudo na entrada da ferramenta.

Dimensionamento de Microestacas

Totamente Enterrada

Dimensionamento Estrutural

$f_y = 355$ MPa

$E = 210000$ MPa

$I = 676$ cm⁴

$t = 7.1$ mm

Fator de imperfeição: a

Flexão Composta

$N_{ed} = 965$ kN

$M_{ed} = 67.5$ kN.m

Condições de fronteira

Estaca1

0.7 L

Dimensionamento Geotécnico

$E_s = 2$ MPa

$\alpha = 1.4$

$L = 10$ m

$\phi = 0.1413$ m

$\phi_{furo} = 0.2$ m

$A = 0.00299$ m²

$E = 210000$ MPa

$I = 676$ cm⁴

Fator de Segurança Parcial

Estacas Cravadas = 1.3

Injeção

Areia IRS

$L_{bolbo} = 4$ m

$N_{60} = 40$

$W_{pl,y} = 128$ cm ³
$W_{el,y} = 95.6$ cm ³
$M_{y,Ed,Topo} = 67.5$ kN.m
$M_{y,Ed,Base} = -33.8$ kN.m
$I_T = 1352$ cm ⁴

Start Exit Print

Fig.60- Primeiro estudo paramétrico

Após introduzidos os dados, os resultados obtidos estão apresentados na Figura 61.

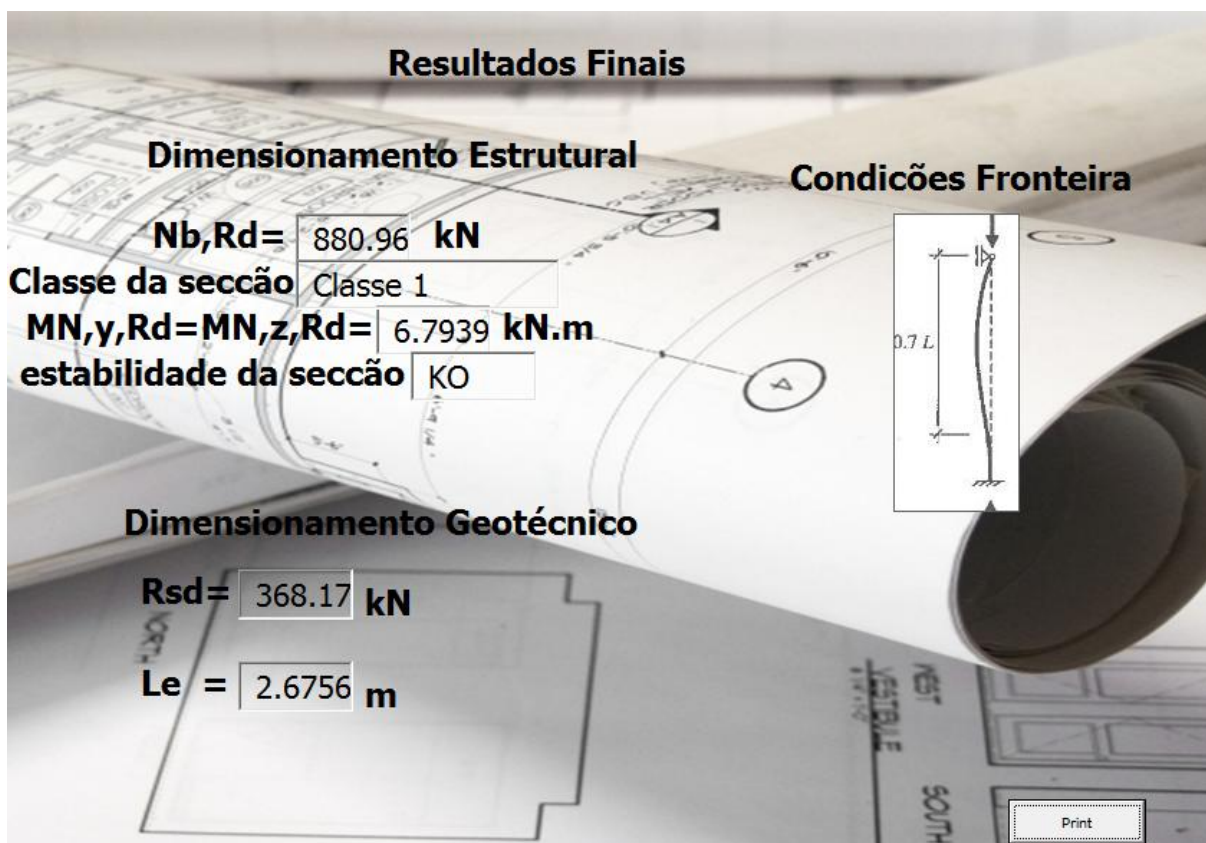


Fig.61- Resultados do primeiro estudo paramétrico

Como se pode verificar, a estabilidade da secção continua a dar KO. Verifica-se que o valor de R_{sd} aumentou pois o diâmetro e a tensão de cedência é maior, assim como aumentou o comprimento de encurvadura equivalente. Neste estudo, $N_{b,Rd}$ continua bastante superior ao valor de R_{sd} . No entanto, o momento fletor passou a ser positivo.

4.2.3. ESTUDO PARAMÉTRICO 2

Neste estudo altera-se apenas o valor da tensão de cedência do aço, ou seja, aumenta-se. A Figura 62 mostra os dados de entrada deste segundo estudo. Por sua vez, na Figura 63 está apresentado o *layout* deste estudo

Dimensionamento de Microestacas

Totalmente Enterrada ▼

Dimensionamento Estrutural

fy= 420 MPa
 E= 210000 MPa
 I= 676 cm⁴
 t= 7.1 mm
 Fator de imperfeição
 a ▼
 Flexão Composta

Ned= 965 kN
 Med= 67.5 kN.m

Wpl,y= 128 cm³
 Wel,y= 95.6 cm³
 My,Ed,Topo= 67.5 kN.m
 My,Ed,Base= -33.8 kN.m
 IT= 1352 cm⁴

Dimensionamento Geotécnico

Es= 2 MPa
 α= 1.4
 L= 10 m

φ= 0.1413 m
 φfuro= 0.2 m
 A= 0.00299 m²
 E= 210000 MPa
 I= 676 cm⁴

Fator de Segurança Parcial
 Estacas Cravadas = 1.3 ▼

Injeção
 Área IRS ▼
 Lbolbo= 4 m
 N60= 40

Start Exit Print

Condições de fronteira

Estaca1 ▼

Fig. 62 - Segundo estudo paramétrico

Resultados Finais

Dimensionamento Estrutural

Nb,Rd= 998.50 kN
 Classe da seccão Classe 1
 MN,y,Rd=MN,z,Rd= 19.404 kN.m
 estabilidade da seccão KO

Dimensionamento Geotécnico

Rsd= 368.17 kN
 Le = 2.6756 m

Condições Fronteira

Print

Fig.63 - Resultados do segundo estudo paramétrico

É possível verificar que a secção contínua instável e, devido ao facto de a tensão de cedência ser maior, o valor de cálculo da resistência à encurvadura e os momentos flectores plásticos reduzidos

aumentaram. Por sua vez, os valores do dimensionamento geotécnico continuam iguais ao estudo paramétrico anterior.

4.2.4. ESTUDO PARAMÉTRICO 3

Neste terceiro estudo, aumentou-se ainda mais o diâmetro e a espessura do tubo metálico, mantendo novamente as características do solo e as condições de fronteira da microestaca dos estudos anteriores:

- $I = 1564 \text{ m}^4[26]$;
- $\phi = 0.168 \text{ m}[26]$;
- $t = 10 \text{ mm}[26]$;
- $A = 0.00497 \text{ m}^2[26]$;
- $W_{el,y} = 186 \text{ cm}^3[26]$;
- $W_{pl,y} = 251 \text{ cm}^3[26]$;
- $I_T = 3128 \text{ m}^4[26]$.

Na Figura 64 estão apresentados os dados e na Figura 65 o *layout* resultante.

Dimensionamento de Microestacas

Totamente Enterrada

Dimensionamento Estrutural

Condições de fronteira: Estaca 1

$f_y = 420 \text{ MPa}$
 $E = 210000 \text{ MPa}$
 $I = 1564 \text{ cm}^4$
 $t = 10 \text{ mm}$

Fator de imperfeição: a

Flexão Composta

$N_{ed} = 965 \text{ kN}$
 $M_{ed} = 67.5 \text{ kN.m}$

Dimensionamento Geotécnico

Fator de Segurança Parcial: Estacas Cravadas = 1.3

$E_s = 2 \text{ MPa}$
 $\alpha = 1.4$
 $L = 10 \text{ m}$

$\phi = 0.168 \text{ m}$
 $\phi_{furo} = 0.2 \text{ m}$
 $A = 0.00497 \text{ m}^2$
 $E = 210000 \text{ MPa}$
 $I = 1564 \text{ cm}^4$

Injeção: Areia IRS

$L_{bolbo} = 4 \text{ m}$
 $N_{60} = 40$

Diagrama de uma microestaca com comprimento L e uma carga aplicada a $0.7L$ da base.

$W_{pl,y} = 251 \text{ cm}^3$	$W_{el,y} = 186 \text{ cm}^3$
$M_{y,Ed,Topo} = 67.5 \text{ kN.m}$	$M_{y,Ed,Base} = -33.8 \text{ kN.m}$
$I_T = 3128 \text{ cm}^4$	

Start Exit Print

Fig. 64 - Terceiro estudo paramétrico

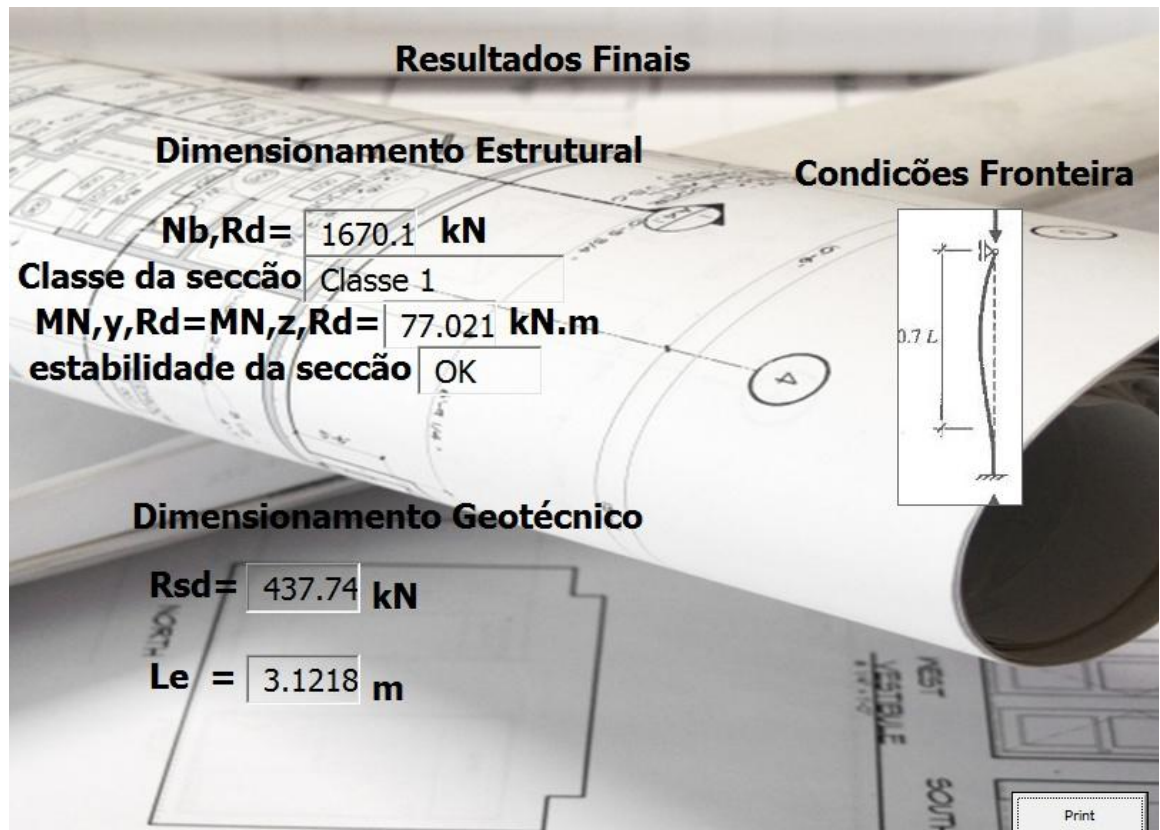


Fig.65 - Resultados do Terceiro estudo paramétrico

Como se pode averiguar, com uma secção tubular com as características anteriormente apresentadas, a secção fica estável à flexão composta. Mais uma vez, os valores de dimensionamento resistente ao atrito lateral e a ação resistente à encurvadura aumentaram, sendo que este último continua bastante superior. O comprimento de encurvadura também aumentou, assim como os momentos fletores plásticos reduzidos.

4.2.5. ESTUDO PARAMÉTRICO 4

Neste estudo, as condições de fronteira da microestaca e o seu comprimento são diferentes, assim como o solo que a envolve e o factor de segurança adotado:

- estaca encastrada na base e com apoio de roletes no topo (Estaca 2);
- 12 metros de comprimento cujo 5 são do bolbo;
- injeção IRS em solo argiloso;
- Factor de segurança 1.1;
- $E_s = 3 \text{ MP}_a$;
- $\overline{N60} = 50$ no bolbo;
- $\alpha = 1.8$;

Nas Figuras 66 e 67 estão apresentados os dados introduzidos e os resultados obtidos respetivamente.

Dimensionamento de Microestacas


Totalmente Enterrada ▼

Dimensionamento Estrutural

fy= 420 MPa
 E= 210000 MPa
 I= 1564 cm⁴
 t= 10 mm
 Fator de imperfeição
 a ▼
 Flexão Composta
 Ned= 965 kN
 Med= 67.5 kN.m

Condições de fronteira

Estaca2 ▼



Dimensionamento Geotécnico

Es= 3 MPa
 α= 1.8
 L= 12 m
 φ= 0.1413 m
 φfuro= 0.2 m
 A= 0.00497 m²
 E= 210000 MPa
 I= 1564 cm⁴

Wpl,y= 251 cm³
 Wel,y= 186 cm³
 My,Ed,Topo= 67.5 kN.m
 My,Ed,Base= -33.8 kN.m
 IT= 3128 cm⁴

Fator de Segurança Parcial

Ancoragens pré-esforçadas = 1.1 ▼
 Injeção
 Argila IRS ▼
 Lbolbo= 5 m
 N60= 50

Start Exit Print

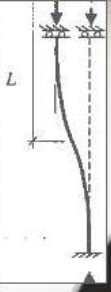
Fig. 66 - Quarto estudo paramétrico

Resultados Finais

Dimensionamento Estrutural

Nb,Rd= 1688.6 kN
 Classe da seccão Classe 1
 MN,y,Rd=MN,z,Rd= 77.021 kN.m
 estabilidade da seccão OK

Condições Fronteira



Dimensionamento Geotécnico

Rsd= 5110.1 kN
 Le = 3.0592 m

Print

Fig. 67 - Resultados do quarto estudo paramétrico

Mais uma vez, nesta situação a secção apresenta-se estável. Como era de esperar, o comprimento de encurvadura é ligeiramente diferente do estudo anterior, uma vez que as condições de fronteira foram

alteradas. O valor de R_{sd} aumentou intensamente ultrapassando o valor do $N_{b,Rd}$ cujo valor aumentou ligeiramente. Por sua vez, o momento fletor plástico manteve-se igual.

4.2.6. ESTUDO PARAMÉTRICO 5

Decidiu-se que neste estudo somente se ia alterar as condições de fronteira da microestaca, estaca 3, para se abranger todos os casos de microestacas totalmente enterradas apresentadas na ferramenta.

Os dados introduzidos na ferramenta estão apresentados na Figura 68.

Dimensionamento de Microestacas

Totalmente Enterrada

Dimensionamento Estrutural

Condições de fronteira: Estaca3

$f_y = 420$ MPa
 $E = 210000$ MPa
 $I = 1564$ cm⁴
 $t = 10$ mm

Fator de imperfeição: a

Flexão Composta

$N_{ed} = 965$ kN
 $M_{ed} = 67.5$ kN.m

$W_{pl,y} = 251$ cm³
 $W_{el,y} = 186$ cm³
 $M_{y,Ed,Topo} = 67.5$ kN.m
 $M_{y,Ed,Base} = -33.8$ kN.m
 $IT = 3128$ cm⁴

Dimensionamento Geotécnico

$E_s = 3$ MPa
 $\alpha = 1.8$
 $L = 12$ m

$\phi = 0.1413$ m
 $\phi_{furo} = 0.2$ m
 $A = 0.00497$ m²
 $E = 210000$ MPa
 $I = 1564$ cm⁴

Fator de Segurança Parcial: Ancoragens pré-esforçadas = 1.1

Injeção: Argila IRS

$L_{bolbo} = 5$
 $N_{60} = 50$

Start Exit Print

Fig. 68 - Quinto estudo paramétrico

Na Figura 69 estão mostrados os resultados deste estudo paramétrico.

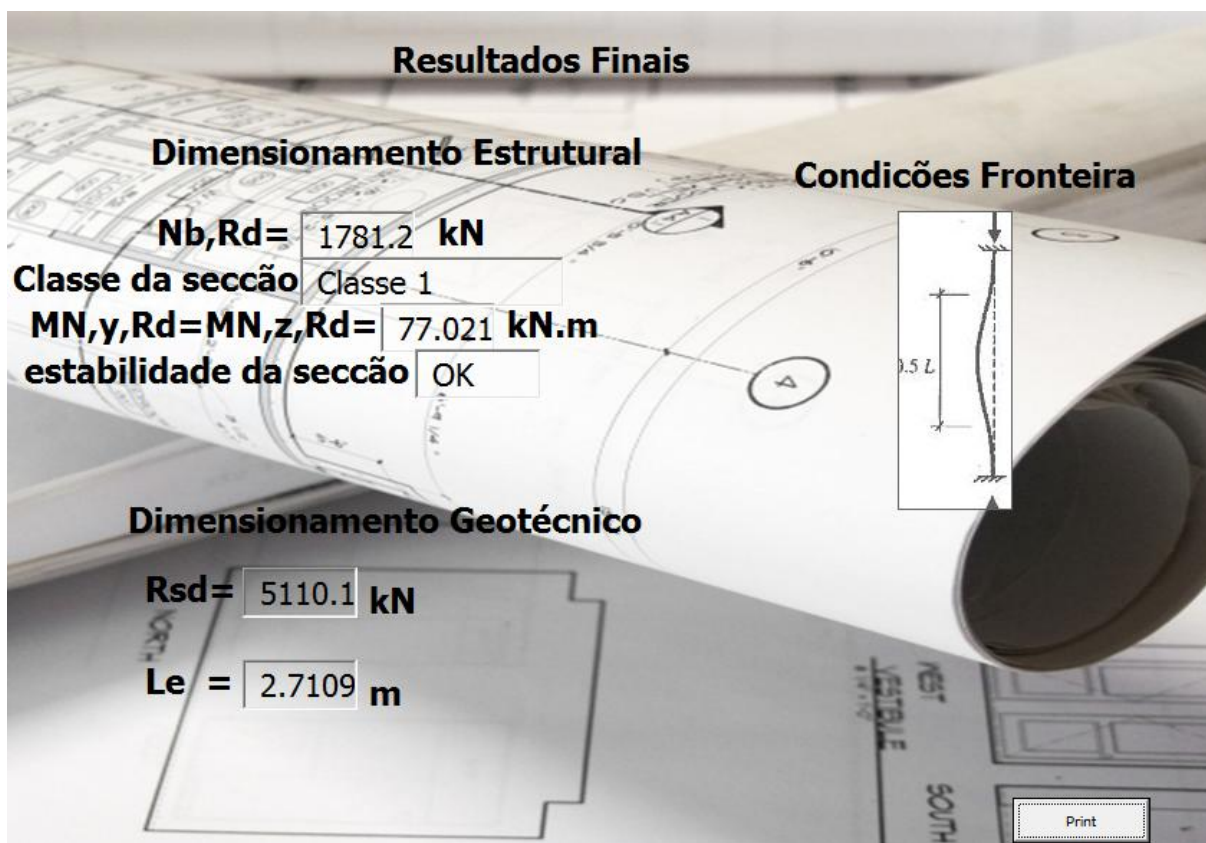


Fig. 69 - Resultados do quarto estudo paramétrico

Como se alteraram as condições de fronteira da microestaca, o seu comprimento de encurvadura também se alterou, diminuindo o seu valor como era de espera. Para além deste aspeto, ocorreu um aumento do valor de $N_{b,Rd}$.

4.2.7 - ESTUDO PARAMÉTRICO 6

Para finalizar os estudos paramétricos, neste caso são adotadas as mesmas características da secção tubular e do solo, alterando-se o facto que aqui a microestaca apresenta-se parcialmente enterrada:

A Figura 70 apresenta os diferentes dados na entrada da ferramenta.

Dimensionamento de Microestacas

Parcialmente Enterrada ▼

Dimensionamento Estrutural

$f_y = 420$ MPa
 $E = 210000$ MPa
 $I = 1564$ cm⁴
 $t = 10$ mm
 Fator de imperfeição
 a ▼
 Flexão Composta
 $N_{ed} = 965$ kN
 $M_{ed} = 67.5$ kN.m

Dimensionamento Geotécnico

Fator de Segurança Parcial
 Ancoragens pré-esforçadas = 1.1 ▼
 $E_s = 3$ MPa
 $\alpha = 1.8$
 $L = 10$ m
 $L_u = 6$ m
 $\phi = 0.1413$ m
 $\phi_{furo} = 0.2$ m
 $A = 0.00497$ m²
 $E = 210000$ MPa
 $I = 1564$ cm⁴

$W_{pl,y} = 251$	cm ³
$W_{el,y} = 186$	cm ³
$M_{y,Ed,Topo} = 67.5$	kN.m
$M_{y,Ed,Base} = -33.8$	kN.m
$IT = 3128$	cm ⁴

Start Exit Print

Fig. 70 - Sexto estudo paramétrico

Os resultados podem ser vistos na Figura 71. É possível constatar que o comprimento equivalente enterrado, ou seja, suportado pelo solo, é 2.38 metros aproximadamente. Como é possível observar pelos resultados obtidos. Por sua vez, o valor de R_{sd} diminuiu drasticamente $N_{b,Rd}$ aumentou ligeiramente.

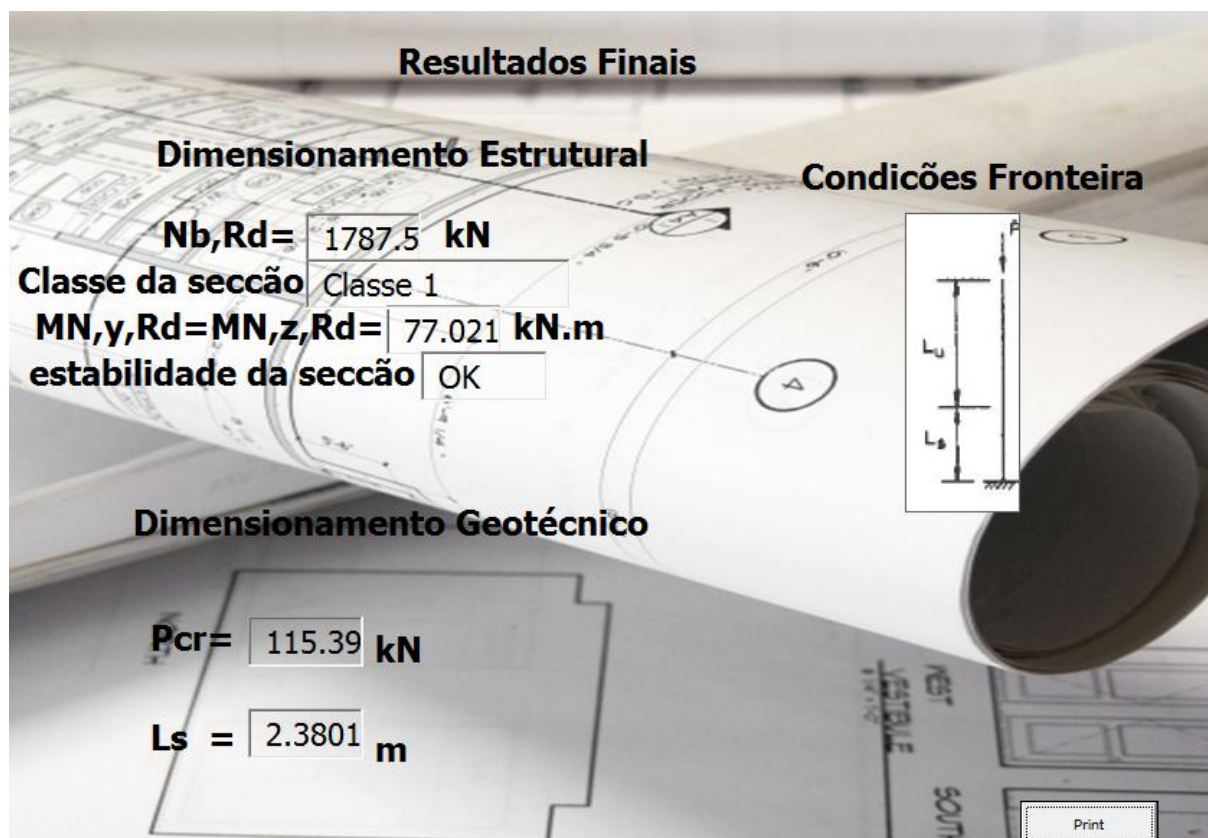


Fig. 71 - Resultados do sexto estudo paramétrico

5

Conclusões e Futuros desenvolvimentos

O objetivo de construir a ferramenta de cálculo como auxílio a engenheiros no dimensionamento de microestacas foi atingido. Contudo, em trabalhos futuros, o tema desta dissertação pode ser muito mais desenvolvido, podendo atingir outros patamares.

Em primeiro lugar, há que assinalar a importância das microestacas no mundo da engenharia civil. Importância que está a crescer devido às diversas vantagens que estas proporcionam tanto como fundações profundas de estruturas, como para a estabilidade de taludes ou túneis, entre outros. No entanto, é necessário ter em atenção os vários aspetos da sua construção e da ligação destas às fundações. Como foi apresentado no capítulo 2, este último aspeto requer uma especial consideração pois caso essa ligação não seja bem concebida, existe uma má transferência de carga da superestrutura para as fundações e consequentemente, toda a estrutura está em perigo.

A construção de uma interface gráfica para ferramenta de cálculo foi um trabalho bastante interessante, instrutivo e exaustivo, pois o autor necessitou de um estudo intensivo à cerca do assunto. Com a validação da ferramenta foi possível concluir, como foi referido anteriormente, que esta foi corretamente programada. Os estudos paramétricos feitos tentaram abranger vários casos possíveis, mas podem-se fazer muitos mais variando os vários valores pedidos. Um dos objetivos do autor neste capítulo foi mostrar a facilidade de utilizar a ferramenta de cálculo ilustrando a entrada de dados e os posteriores resultados de cada um dos estudos.

Para finalizar, o autor deixa uma como ideia para futuros trabalhos a realização de análises não lineares num programa de elementos finitos no qual se considerem tanto o comportamento não linear da microestaca como o comportamento do solo e também visualizar o comportamento da microestaca experimentalmente.

BIBLIOGRAFIA

- [1] R. Manual, “Micropile Design and Construction,” no. 132078, 2005.
- [2] Comité Europeu de Normalização (CEN), *Execution of special geotechnical works – Micropiles* (pr EN 14199:2001), Junho de 2003, Milão.
- [3] Bustamante, M. e Doix, B. (1985), *Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés* - Bulletin de Liaison des laboratoires des ponts et chaussées, Paris.
- [4] Antunes, Telmo. *Reabilitação de Fundações De Edifícios Antigos com Microestacas*, Tese para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2012
- [5] Frataria, Catarina, *A Interação Estrutura-Solo em Pontes Integrais* , Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2012
- [6] FOREVER Projet Nacional (2004), FOREVER - *Opération du Réseau Génie civil et urbain* - Synthèse des résultats et recommandations du Projet national sur les micropieux, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- [7] *145 Micropiles State of Practice Part II(3).pdf*.
- [8] Gonçalves, João. *Influência da Esbelteza no Comportamento de Microestacas*, Tese para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2010
- [9] Bruce, D.A. (2008), *The History of Micropiles in North America*, ADSC - The International Association of Foundation Drilling, Las Vegas.
- [10] Sheahan, J. (2009), *Micropiles – An Overview*, HDR engineering, Iowa.
- [11] Valente, M. (1999), *Estudo experimental de encurvadura de micropilares de betão armado*, Tese para obtenção do grau de doutor em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, pp 235.
- [12] Brito, J. (1999), *Micro-Estacas*, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [13] Shong, L., Liew, S. e Chung, F. (2003), *Design & Construction of Micropiles*, Geotechnical Course for Pile Foundation Design & Construction, Malaysia.
- [14] Simões Rui A. D. (2014). *Dimensionamento de Estruturas Metálicas*, António Lamas, Coimbra.
- [15] Pereira, João(2012), *Reforço de fundações com microestacas. Ligação aço/calda/betão* Dissertação para obtenção do Grau de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra, agosto 2012.
- [16] Ortigao, J.A.R, Sayao, A.S.F.J, anchors, bolts and nails, *Handbook of Slope Stabilisation*
- [17] Santos, J. (2008), *Fundações por estacas : Acções Verticais* - Elementos teóricos da cadeira de Obras Geotécnicas, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [18] Brito, J. (1999), *Micro-Estacas*, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

- [19] Fernandes, Matos Manuel, Caracterização geotécnica. Ensaio InSitu. *Mecânica dos Solos. Introdução à Engenharia Geotécnica*, 124,125,126, Feup Edições, Porto, 2011
- [20] E. Projecto, *NP EN 1997-1 2010*, 2010.
- [21] Pinto, A. *Reforço de Fundações - DFA Estruturas*, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2008
- [22] Reis, A. e Camotim, D. (2001), *Estabilidade Estrutural*, McGraw-Hill, Lisboa.
- [23] NP EN 1993-1-1 :2010
- [24] Poulos, H. e Davis, E. (1980), *Pile Foundation and Analysis*, John Wiley and Sons, New York.
- [25] Frataria, Catarina, *A Interação Estrutura-Solo em Pontes Integrais*, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2012
- [26] Valloured & Mannenssmann Tubes, *Tubos Estruturais, Secção Circular, Qaudrada e Retangular* Brasil
- [27] Bruce, D.A, Cadden, A. W. e Sabatini, P.J. (2005), *Practical Advice for Foundation Design – Micropiles for Structural Support* (Contemporary Issues in Foundation Engineering), Geo-Frontiers Geotechnical Special Publications, Texas, 25 pp.
- [28] *NP EN 1992-1-1:2010*

ANEXOS

Anexo 1

Dimensionamento geotécnico:

$$k_h = \frac{0.65}{0.2} * \sqrt[12]{\frac{2000000 * 0.2^4}{2100000000000 * 0.00000154} * \frac{2000000}{1 - 0.3^2}} = 4862087.771$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{2100000000000 * 0.00000154}{4862087.771 * 0.0899}} = 0.93$$

$$l' = \pi * 0.93 = 2.92$$

$$\frac{L}{l'} = \frac{10}{2.92} = 3.423$$

$$\begin{aligned} \frac{L_e}{l^i} = y &= 0,00276 * 3.423^8 - 0,05365 * 3.423^7 + 0,431 * 3.423^6 - 1,84176 * 3.423^5 + 4,46029 \\ &* 3.423^4 - 5,94041 * 3.423^3 + 3,62387 * 3.423^2 - 0,08198 * 3.423 \\ &+ 0,0000034965 = 0.674 \end{aligned}$$

$$L_e = 0.674 * 2.92 = 1.97m$$

$$q_c = y = 4954 * 40 - 5620 = 192540$$

$$A_{fuste} = 2 * \pi * \frac{0.0889}{2} * 4 = 1.11715 m^2$$

$$R_{sk} = 192540 * 1.11715 * 1.4 = 301134.6 kN$$

$$R_{sd} = \frac{301134.6}{1.3} = 231642 N = 231.642 kN$$

Dimensionamento estrutural:

$$\lambda_1 = \pi * \sqrt{\frac{210000000000}{275000000}} = 86.81468$$

$$i = \sqrt{\frac{0.00000144}{0.001683}} = 0.03$$

$$\lambda = \frac{1.97}{0.03} = 67.72$$

$$\bar{\lambda} = \frac{67.72}{86.81468} = 0.78$$

$$\phi = 0.5 * [1 + 0.21 * (0.78 - 0.2)] + 0.78^2 = 0.87$$

$$\chi = \frac{1}{0.87 + \sqrt{0.87^2 - 0.78^2}} = 0.81$$

$$N_{Rd} = 0.81 * 0.00182 * 275000000 = 403858.59 \text{ N} = 403.86 \text{ kN}$$

Dimensionamento à flexão composta:

$$N_{pl} = 0.00182 * 275000 = 500.5 \text{ kN}$$

$$n = \frac{965}{500.5} = 1.928$$

$$M_{pl} = 47.6 * 10^{-6} * 275000 = 13.09 \text{ kN.m}$$

$$M_{N,y,Rd} = 13.09 * (1 - 1.928^{1.7}) = -26.872 \text{ kN.m}$$

Classe de secção:

$$\xi = \sqrt{\frac{235}{275000}}^2 = 0.0008545$$

$$\frac{d}{t} = \frac{88.9}{7.1} = 12.52$$

Como $d/t \leq 50 * 0.8545 = 13.67 < 42.725$, a secção pertence à classe 1.

Verificação da estabilidade do elemento submetidos a flexão composta:

Como o $I_T = 308 \text{ cm}^4 > I_y = 154 \text{ cm}^4$ a secção não está susceptível de sofrer deformação por torção, assim sendo, a encurvadura lateral $\chi_{LT} = 1$, $a_{LT} = 0$, $b_{LT} = d_{LT} = 0$

$$N_{Rk} = 0.001683 * 275000 = 500.5 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rk} = 47.6 * 10^{-6} * 275000 = 13.09 \text{ kN}$$

$$\psi_y = -\frac{33.8}{67.5} = -0.5$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 * 210000000 * 1.54 * 10^{-6}}{1.97^2} = 822.57 \text{ kN}$$

$$C_{my,0} = 0.79 + 0.21 * (-0.5) + 0.36 * (-0.5 - 0.33) * \frac{965}{822.5} = 0.33$$

$$C_{my} = C_{my,0} = 0.33$$

$$\mu_y = \frac{1 - \frac{965}{822.5}}{1 - 0.81 * \frac{965}{822.5}} = -3.24$$

$$w_y = \frac{47.6}{34.6} = 1.37$$

$$n_{pl} = \frac{965}{500.5} = 1.92$$

$$C_{yy} = 1 + (1.35 - 1) * \left[\left(2 - \frac{1.6}{1.36} * 0.33^2 * 0.78 - \frac{1.6}{1.36} * 0.33^2 * 0.78^2 \right) * 1.92 \right] = 2.32$$

$$k_{yy} = 0.33 * 1.0 * \frac{-3.24}{1 - \frac{965}{822.57}} * \frac{1}{2.32} = 2.70$$

$$\frac{965}{0.81 * \frac{500.5}{1}} + 2.7 * \frac{67.5}{1 * \frac{13.09}{1}} = 16.3$$

Como $16.3 > 1.0$, a secção não verifica a estabilidade à flexão composta.